



INSTITUTO POLITÉCNICO
DE VIANA DO CASTELO

Ângelo Alcino da Silva Vieito

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM PLACA DE EXTREMIDADE

Influência das Ligações na Otimização das Secções da Estrutura

Mestrado em Engenharia Civil e do Ambiente
Especialização em Estruturas

Trabalho efectuado sob a orientação do
Professor Doutor Jorge Moreno Delgado (ESTG - IPVC)

e co-orientação do
Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro (DEC - FEUP)

Novembro de 2015

MESTRADO EM CONSTRUÇÕES CIVIS 2014/2015

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Tel. +351-258 819 700

Fax. +351-258 827 636

Editado por

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Av. do Atlântico, s/n

4900-648 VIANA DO CASTELO

Portugal

Tel. +351-258 819 700

Fax +351-351-258 827 636

✉ direcção@estg.ipvc.pt

🌐 <http://www.estg.ipvc.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Construções Civis - 2014/2015 – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Viana do Castelo, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

AGRADECIMENTOS

Aqui fica a minha palavra de apreço a todos os que, de uma maneira ou de outra, contribuíram para o meu sucesso ao longo da minha vida académica.

Em primeiro lugar, o meu sincero agradecimento ao Professor Doutor Jorge Moreno Delgado pelo apoio, orientação, atenção e grande disponibilidade dispensada ao longo deste trabalho. Gostaria também de agradecer ao Doutor José Miguel Castro, docente do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, pelas linhas orientadoras, bibliografia facultada, partilha de conhecimento e críticas para a obtenção dos melhores resultados.

Ao Doutor Nuno Vitorino, docente do Departamento de Engenharia Mecânica desta Instituição, pelos seus conhecimentos transmitidos no desenvolvimento do algoritmo em *Excel* para o cálculo de ligações.

Um abraço forte e sentido a todos os amigos e colegas que partilharam comigo momentos de aperto, e que fizeram com que esses momentos se tornassem em momentos de grande alegria e confraternização, sem dúvida fundamentais para o sucesso que todos tivemos.

Agradeço também à minha família, em especial à minha mãe, por tentarem sempre facilitar o meu trabalho, usando todos os recursos disponíveis para tal efeito. É o seu exemplo de esforço e sacrifício que me leva a tentar ultrapassar os meus limites.

Finalmente, um agradecimento muito especial à Patrícia, pelo apoio, paciência, companheirismo e amizade, estando sempre presente nos bons e maus momentos.

RESUMO

Nos projetos de estruturas metálicas, o dimensionamento das ligações é sempre um aspeto de maior relevância. Durante muitos anos, as ligações têm sido idealizadas com comportamento contínuo ou articulado, isto é, ligações com encastramentos perfeitos ou com rótulas perfeitas. No entanto, a generalidade das ligações dimensionadas não apresenta este comportamento limite, assumindo na realidade um comportamento semi-contínuo, resultante das propriedades e características de rigidez dos vários componentes da ligação. A não adoção do comportamento real da ligação pode conduzir a um grande desfasamento entre o cenário admitido em modelo de cálculo estrutural e o comportamento real da estrutura. Tendo em vista a regularização e caracterização deste tipo de comportamento, surge o Eurocódigo 3 - Parte 1-8: Projeto de ligações, preenchendo uma lacuna nos regulamentos de estruturas metálicas. A partir das regras propostas neste regulamento, os projetistas conseguem definir as principais características de uma ligação e considerar o seu comportamento real na análise estrutural, usufruindo assim das vantagens das ligações semi-contínuas e em especial, do seu contributo para a redução dos custos finais de uma estrutura. Contudo, dada a complexidade do processo de dimensionamento deste tipo de ligações, torna-se imprescindível a criação de ferramentas de cálculo para a sua implementação.

Neste trabalho, numa primeira fase são apresentados e discutidos os procedimentos previstos no EC3 Parte 1-8, para cálculo e dimensionamento de ligações viga-pilar com chapa de extremidade. É analisado de forma detalhada o método das componentes que permite determinar a resistência e rigidez de rotação das ligações. Para uma melhor compreensão deste método, apresenta-se também um exemplo com o processo de análise e dimensionamento de uma ligação viga-pilar com placa de extremidade. Numa segunda fase, propõe-se um método que visa a otimização das ligações / secções de uma estrutura e com base neste, através de uma estrutura de um edifício de habitação, demonstram-se as diferenças que podem ser obtidas no dimensionamento da estrutura utilizando ligações semi-contínuas em vez de ligações contínuas e o seu reflexo na otimização do custo da estrutura. Como elemento de suporte ao cumprimento destes objetivos, desenvolveu-se um algoritmo de cálculo em *Excel* para o dimensionamento de ligações viga-pilar com placa de extremidade.

PALAVRAS-CHAVE: EC3 Parte 1-8; Método das componentes; Ligação viga-pilar; Chapa de extremidade; Ligações semi-contínuas; Estruturas metálicas.

ABSTRACT

Concerning steel structure projects, the design of joints is always an aspect of greater relevance. For many years, joints have been idealized with continuous behaviour or pinned behaviour, ie, perfectly embedded joints or joints with perfect hinges. However, the majority of scale joints do not present this ultimate behaviour, assuming in general a semi-continuous behaviour, resultant from the properties and stiffness characteristics of the many joint components. The possibility of not considering the real behaviour of the joint can lead to a big gap between the admitted scenario relative to the structural calculation model and the structure's real behaviour. Taking into account the regularization and description of these kind of behaviour, arises the Eurocode 3 - Part 1-8: Design of joints, filling a space in the codes of steel structures. Based on the rules purposed by the EC3 Part 1-8, designers can define the main characteristics of a joint and consider its real behaviour in the structural analysis, benefiting from the advantages of semi-continuous joints and specially from its contribution for the reduction of the final costs of a structure. However, considering the complex dimensioning process of this kind of joints, the creation of calculation tools for its implementation is needed.

In the first part of this project are discussed and presented the set of procedures previwed at the EC3 Part 1-8 for the calculation and dimensioning of beam-to-column joints with end plate. Also, the components method that allows to determine the resistance and stiffness rotation of the joints are analysed with detail. To better understand this method, it is presented an example with the analysis and dimensioning process of a beam-to-column joint with end plate. In a second phase, it is purposed a method that aims the optimization of the joints/sections of a structure and based on it, through the structure of a habitational building, the differences that can be obtained from the structure dimensioning using semi-continuous joints instead of continuous joints and its reflex in the optimization of the structure cost are demonstrated. A calculation algorithm (in *Excel*) was developed too as an element of support to the accomplishment of this objectives, exactly for the dimensioning of beam-to-column joints with end plate.

KEYWORDS: EC3 Part 1-8; Component method; Beam-to-column connection; End plate; Semi-continuous connections; Steel structures.

ÍNDICE GERAL

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Aspetos gerais e objetivos	1
1.2	Estrutura da Dissertação	3
2	LIGAÇÕES METÁLICAS	5
2.1	Considerações iniciais	5
2.2	Elementos que constituem uma ligação	6
2.2.1	Parafusos	6
2.2.2	Soldaduras	7
2.3	Tipos de ligações metálicas	8
2.3.1	Configurações possíveis de ligações	8
2.3.2	Ligações sem transmissão de momento	8
2.3.3	Ligações com transmissão de momento	10
2.3.3.1	Ligações soldadas ou aparafusadas	10
2.4	Análise, classificação e modelação de ligações de acordo com o EC3	12
2.4.1	Análise global	12
2.4.1.1	Análise global elástica	13
2.4.1.2	Análise global rígido-plástica	14
2.4.1.3	Análise global elásto-plástica	14
2.4.2	Classificação de ligações	15
2.4.2.1	Classificação segundo a rigidez	15
2.4.2.2	Classificação segundo a resistência	16
3	MÉTODO DAS COMPONENTES	17
3.1	Introdução	17
3.2	Análise do comportamento das componentes	19
3.3	Resistência de cálculo	20
3.3.1	Forças internas, esforço transversal e momentos fletores	20
3.3.2	<i>T-stub</i> equivalente tracionado	20
3.3.2.1	Linhas de parafusos isoladas ou como parte de um grupo	22
3.3.3	Resistência de cálculo dos componentes básicos	24
3.3.3.1	Painel de alma do pilar ao corte (componente 1)	24
3.3.3.2	Alma do pilar em compressão transversal (componente 2)	25
3.3.3.3	Banzo do pilar em flexão transversal (componente 4)	27
3.3.3.4	Alma do pilar em tração transversal (componente 3)	28

3.3.3.5	Placa de extremidade em flexão (componente 5)	29
3.3.3.6	Banzo e alma da viga em compressão (componente 7)	30
3.3.3.7	Alma da viga em tração (componente 8).....	30
3.3.3.8	Parafusos à tração (componente 10).....	31
3.3.4	Verificação da segurança à flexão.....	31
3.3.5	Verificação da segurança ao esforço transversal.....	33
3.3.6	Verificação da resistência dos cordões de soldadura.....	33
3.4	Rigidez de rotação	36
3.5	Curva momento-rotação	38
3.6	Dimensionamento de uma ligação viga-pilar aparafusada com placa de extremidade	39
3.6.1	Características da ligação.....	39
3.6.2	Identificação das componentes ativas	40
3.6.3	Valor de cálculo da resistência das componentes.....	41
3.6.3.1	Componentes na zona de corte.....	41
3.6.3.2	Componentes na zona de compressão	42
3.6.3.3	Componentes na zona de tração	45
3.6.4	Verificação de segurança à flexão.....	54
3.6.5	Verificação da segurança ao esforço transversal.....	54
3.6.5.1	Resistência de cálculo dos parafusos ao corte	54
3.6.5.2	Resistência de cálculo dos parafusos ao esmagamento	55
3.6.5.3	Resistência da ligação ao esforço transversal.....	56
3.6.6	Verificação da resistência dos cordões de soldadura.....	57
3.6.6.1	Resistência dos cordões de soldadura à flexão	57
3.6.6.2	Resistência dos cordões de soldadura ao esforço transversal	58
3.6.7	Cálculo dos coeficientes de rigidez das componentes.....	60
3.6.7.1	Componentes na zona de tração	60
3.6.8	Cálculo da rigidez de rotação da ligação	61
3.6.9	Classificação da ligação quanto à rigidez.....	62
3.6.10	Curva momento-rotação da ligação	63
3.7	Algoritmo de cálculo <i>Excel</i>	63
3.7.1	Validação do programa.....	64
4	CONSIDERAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DAS LIGAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS METÁLICOS.....	69
5	CASO DE ESTUDO	75
5.1	Definição da estrutura.....	75
5.2	Cargas, combinações de ações e dimensionamento da estrutura	75

5.3	Otimização da estrutura	77
6	CONCLUSÕES.....	83
6.1	Desenvolvimentos futuros	85
7	BIBLIOGRAFIA.....	87
	ANEXOS	89
A.1	Apresentação e guia do programa.....	89
A.2	Valor de cálculo da resistência das componentes	93
A.3	Rigidez de rotação das componentes	96
A.4	Verificações complementares	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Parafuso de cabeça hexagonal	6
Figura 2.2 - Exemplos de alguns tipos de soldadura [8] abrangidos pelo EC3: Parte 1-8.....	7
Figura 2.3 - Diagrama não-linear real e diagramas aproximados da curva momento-rotação.	12
Figura 2.4 – Rigidez de rotação a considerar na análise elástica (EC3 1-8).	14
Figura 2.5 – Curva momento-rotação simplificada.	14
Figura 2.6 - Classificação das ligações viga-pilar segundo a rigidez [2].	15
Figura 2.7 – Ligações de resistência total.....	16
Figura 3.1 – Zonas críticas de uma ligação viga-pilar.	17
Figura 3.2 – Curva momento-rotação de uma ligação viga-pilar com chapa de extremidade [2].	18
Figura 3.3 – Método das componentes aplicado a uma ligação viga-pilar aparafusada com chapa de extremidade (adaptado Fig. 2.24) - [12], [13].....	18
Figura 3.4 – Aproximação bilinear das curvas força-deformação das componentes [16].	19
Figura 3.5 – <i>T-stub</i> equivalente tracionado (adaptado Fig. 1) - [17].....	21
Figura 3.6 – Dado geométrico L_b	22
Figura 3.7 – Modelos de linhas de rotura de parafusos atuando de forma isolada ou em grupo (adapt. Fig. 2.11) - [19].	22
Figura 3.8 – Ordem de cálculo a seguir para a determinação da resistência à tração de cada linha de parafusos (adaptado Fig. 17) - [20].	23
Figura 3.9 – Reforços usados para o aumento de resistência e rigidez de uma ligação [7].	24
Figura 3.10 – Alma do pilar em compressão transversal (adaptado Fig. 2.7) – [19], [2].	25
Figura 3.11 – Configurações típicas de ligações viga-pilar.	26
Figura 3.12 - Posição das linhas de parafusos à tração para o banzo de um pilar.	27
Figura 3.13 – Dimensão e_1 em função da continuidade ou não do pilar.	28
Figura 3.14 – Parâmetros geométricos para o cálculo do valor α (adaptado Fig. 6.11) - [2].	28
Figura 3.15 – a) Posição das linhas de parafusos à tração para a chapa de extremidade. b) Parâmetros geométricos para o cálculo do valor α (adaptado Fig 6.11) - [2].	29
Figura 3.16 – a) Força de compressão atuante no banzo e alma da viga (adaptado Fig. 3.24) - [19]. b) Viga reforçada com esquadro [7].	30
Figura 3.17 - Distribuição de forças em ligações aparafusadas sujeitas à tração [6].	31
Figura 3.18 - Distribuição de forças em ligações aparafusadas sujeitas ao corte [6].	33
Figura 3.19 - Tensões no plano que define um cordão de soldadura.	34
Figura 3.20 – a) Corte longitudinal do banzo da viga. b) Corte transversal da viga (vista superior). ...	35
Figura 3.21 – a) Corte (planta) longitudinal da alma da viga. b) Corte transversal da viga.	36
Figura 3.22 – Modelo mecânico de uma ligação viga-pilar com uma linha de parafusos tracionados..	37

Figura 3.23 - Modelo mecânico de uma ligação viga-pilar com duas linhas de parafusos tracionados.	38
Figura 3.24 – a) Aproximação bilinear (a) e trilinear (b) da curva momento-rotação.	38
Figura 3.25 - Geometria da ligação.	39
Figura 3.26 – Identificação das componentes ativas da ligação.	40
Figura 3.27 – Distribuição de tensões no pilar em regime elástico.	43
Figura 3.28 – a) Corte longitudinal do banzo da viga. b) Corte transversal da viga (vista superior).	58
Figura 3.29 – a) Corte (planta) longitudinal da alma da viga. b) Corte transversal da viga.	60
Figura 3.30 – Curva momento-rotação da ligação.	63
Figura 3.31 – Características da ligação sujeita a validação (adaptado Fig. 4.1) - [23].	64
Figura 4.1 – Estrutura base.	69
Figura 4.2 – Estrutura com ligações articuladas.	70
Figura 4.3 – Estrutura com ligações contínuas.	70
Figura 4.4 – Estrutura com ligações $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$.	71
Figura 4.5 – Distribuição ótima de momentos [25].	72
Figura 4.6 - Estrutura com ligações semi-contínuas.	74
Figura 5.1 – Planta de estrutura.	75
Figura 5.2 – Cargas lineares aplicadas aos pórticos da estrutura.	76
Figura 5.3 – a) Secções resultantes dos pórticos Px-1 e Px-4. b) Secções resultantes dos pórticos Px-2 e Px-3.	77
Figura 5.4 - Secções das vigas resultantes dos pórticos Py-1, Py-2 e Py-3.	77
Figura 5.5 – a) Diagrama de momentos e secções da estrutura inicial para os pórticos Px-1 e Px-4. b) Diagrama de momentos e secções da estrutura otimizada para os pórticos Px-1 e Px-4.	80
Figura 5.6 – a) Diagrama de momentos e secções da estrutura inicial para os pórticos Px-2 e Px-3. b) Diagrama de momentos e secções da estrutura otimizada para os pórticos Px-2 e Px-3.	81

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} e da tensão de rotura à tração, f_{ub} para parafusos [2] [6].	7
Tabela 2.2 - Configurações possíveis de ligações em estruturas porticadas [2] [5].	8
Tabela 2.3 - Exemplos de ligações sem transmissão de momento [1].	9
Tabela 2.4 - Exemplos de ligações soldadas ou aparafusadas com transmissão de momento [7].	11
Tabela 2.5 - Modelação de ligações e análise global da estrutura [6].	12
Tabela 2.6 - Modelação local das ligações [5].	13
Tabela 2.7 – Coeficiente de modificação de rigidez h (EC3 1-8).	14
Tabela 3.1 - Fatores a ter em conta na análise das forças internas, do esforço transversal e dos momentos fletores.	20
Tabela 3.2 – Modos de rotura de um <i>T-stub</i> [7], [18].	21
Tabela 3.3 – Características geométricas dos cordões de soldadura.	34
Tabela 3.4 – Características mecânicas e geométricas dos perfis [21].	40
Tabela 3.5 - Características mecânicas e geométricas dos parafusos [22].	40
Tabela 3.6 – Dados geométricos para o cálculo da resistência do banzo do pilar reforçado em flexão transversal.	45
Tabela 3.7 – Comprimentos efetivos para o banzo do pilar reforçado em flexão transversal.	46
Tabela 3.8 – Resistência do banzo do pilar em flexão transversal, $F_{t,fc,Rd}$.	47
Tabela 3.9 - Dados geométricos para o cálculo da resistência da chapa de extremidade à flexão.	48
Tabela 3.10 – Comprimentos efetivos de uma chapa de extremidade.	48
Tabela 3.11 - Resistência da chapa de extremidade à flexão, $F_{t,ep,Rd}$.	49
Tabela 3.12 – Comprimentos efetivos para o banzo do pilar reforçado em flexão transversal.	50
Tabela 3.13 - Resistência do banzo do pilar à flexão transversal, $F_{t,fc,Rd}$.	51
Tabela 3.14 - Dados geométricos para o cálculo da resistência da chapa de extremidade à flexão.	52
Tabela 3.15 – Comprimentos efetivos de uma chapa de extremidade.	52
Tabela 3.16 - Resistência da chapa de extremidade à flexão, $F_{t,ep,Rd}$.	53
Tabela 3.17 – Resistência de cada linha de parafusos à tração e respetivos braços.	54
Tabela 3.18 – Limites de rigidez de cada nível de classificação.	62
Tabela 3.19 – Características que definem a curva momento-rotação.	63
Tabela 3.20 – Comparação de resultados para o valor de cálculo da resistência das componentes.	65
Tabela 3.21 - Comparação de resultados para a rigidez de rotação das componentes.	66
Tabela 4.1 – Características das ligações aplicadas para $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$.	70
Tabela 4.2 – Características das ligações aplicadas para $M_{j,Rd} = p l^2 / 16$.	73
Tabela 5.1 – Secções ideais a aplicar na estrutura.	78

Tabela 5.2 – Ligações calculadas para os pórticos Px-1 e Px-4.....	78
Tabela 5.3 - Ligações calculadas para os pórticos Px-2 e Px-3.....	79
Tabela 5.4 – Peso da estrutura inicial (pórticos Px).....	81
Tabela 5.5 - Peso da estrutura otimizada (Pórticos Px).....	82

SIMBOLOGIA

Letras latinas minúsculas

a	cordão de soldadura
a_p	cordão de soldadura do banzo da viga
a_{st}	cordão de soldadura do reforço transversal
b	largura do perfil
b_b	largura da viga
b_c	largura do pilar
b_p	largura da placa de extremidade
b_{fc}	largura do banzo do pilar
b_s	largura da chapa de alma adicional no pilar
b_{st}	largura dos reforços transversais
d	altura da alma do perfil sem os raios de concordância
d_c	altura da alma do pilar sem os raios de concordância
d_m	menor dimensão da cabeça do parafuso
d_p	diâmetro nominal do parafuso
d_s	distância entre os eixos dos reforços
d_{wc}	altura da alma do pilar sem os raios de concordância
d_0	diâmetro do furo para o parafuso
e	maior dimensão da cabeça do parafuso
e_1	distância medida na vertical à extremidade da placa de extremidade
e_2	distância medida na horizontal ao bordo lateral da placa de extremidade
e_5	distância medida na vertical entre o eixo horizontal da linha de parafusos à tração e o banzo da viga
f_u	tensão de rotura do aço mais fraco entre placa de extremidade e banzo do pilar
f_{ub}	tensão de rotura à tração dos parafusos
f_y	tensão de cedência do aço do perfil
f_{yb}	tensão de cedência à tração dos parafusos
f_{yp}	tensão de cedência do aço da placa de extremidade
$f_{y,fc}$	tensão de cedência do aço do banzo do pilar
$f_{y,st}$	tensão de cedência do aço da chapa de reforço transversal
$f_{y,wb}$	tensão de cedência do aço da alma da viga
$f_{y,wc}$	tensão de cedência do aço da alma do pilar
h	altura do perfil

h_c	altura do pilar
h_b	altura da viga
h_p	altura da placa de extremidade
k	altura da cabeça do parafuso
n_b	número de linhas de parafusos com dois parafusos em cada linha
p	distância medida na vertical entre os eixos horizontais dos parafusos
p_1	distância medida na vertical entre os eixos horizontais dos parafusos
p_2	distância medida na horizontal entre os eixos verticais dos parafusos
r	raio de concordância do perfil
r_c	raio de concordância do pilar
t	menor espessura entre o banzo do pilar e a placa de extremidade
t_f	espessura do banzo do perfil
t_{fb}	espessura do banzo da viga
t_{fc}	espessura do banzo do pilar
t_p	espessura da placa de extremidade
t_{st}	espessura do reforço transversal
t_w	espessura da alma do perfil
t_{wb}	espessura da alma da viga
t_{wc}	espessura da alma do pilar

Letras latinas maiúsculas

A	área de secção transversal do perfil
A_c	área de secção transversal do pilar
A_s	área útil do parafuso
A_{st}	área de um reforço transversal
E	módulo de elasticidade
I_y	momento de inércia do perfil em torno do eixo y-y
L_c	comprimento do pilar
$M_{b,Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante na viga
$M_{b,pl,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente plástico da viga
$M_{c,pl,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente plástico do pilar
$M_{j,Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante na ligação
$M_{j,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente da ligação
$M_{pl,fc,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente plástico de um banzo do pilar
$M_{pl,st,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente plástico de um reforço transversal

$N_{pl,st,Rd}$	valor de cálculo do esforço axial resistente plástico de um reforço transversal
P_{max}	espaçamento máximo de referência entre parafusos
P_{min}	espaçamento mínimo de referência entre parafusos
S_j	rigidez de rotação reduzida
$S_{j,ini}$	rigidez de rotação inicial
$W_{el,y}$	módulo de flexão elástico do perfil em torno do eixo y-y
$W_{el,y,c}$	módulo de flexão elástico do pilar em torno do eixo y-y
$W_{pl,fc}$	módulo de flexão plástico do banzo do pilar
$W_{pl,st}$	módulo de flexão plástico do da chapa de reforço transversal
$W_{pl,y}$	módulo de flexão plástico do perfil em torno do eixo y-y

Letras gregas minúsculas

γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
γ_{M2}	coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação

1 INTRODUÇÃO

1.1 Aspetos gerais e objetivos

A utilização de estruturas aço na construção civil em Portugal tem vindo a aumentar, existindo cada vez mais metalomecânicas e metalúrgicas a prosperar em território português. A diversidade de estudos e publicações relacionadas com este tipo de material estrutural, faz dele um tema de interesse comum da indústria e do meio científico. Esta crescente utilização deve-se ao facto do aço possuir propriedades mecânicas consideravelmente superiores às do betão. No entanto, apesar de este ser um material de custo superior, os seus elementos são pré fabricados, permitindo tempos de execução / construção mais reduzidos. Sendo assim, numa sociedade em que “*tempo é dinheiro*”, existe a tendência para que o uso deste material seja mais recorrente como o material principal em estruturas de edifícios.

Comparativamente com o betão, as estruturas de aço apresentam-se sob diversas formas, como perfis, chapas espessas, chapas delgadas nervuradas ou não e ainda cabos, para além dos varões utilizados no betão armado. Os perfis têm bastante uso na indústria da construção civil porque são um material homogéneo e resistente, e com a vantagem de terem pesos relativamente menores em relação a outros materiais. Isto acontece porque a relação inércia / peso é alta e daí a possibilidade de construir estruturas com maiores vãos. O aço possibilita ainda uma grande liberdade na execução dos projetos, dado que apresenta secções mais esbeltas, permitindo vencer grandes vãos e permitindo aproveitar de forma eficiente o espaço interior.

Nestas estruturas, além dos benefícios já referidos, surgem também vantagens económicas associadas à eficiência das suas ligações. Segundo [1], as ligações representam menos de 5% do peso de uma estrutura mas correspondem a 30% ou mais do seu custo total. Uma vez que o funcionamento da estrutura pode ser muito condicionado pelo comportamento das ligações projetadas – deformabilidade e resistência – a competitividade da solução metálica depende das ligações projetadas, por nelas se concentrar maior parte do custo quer no fabrico quer na montagem em obra dos elementos a ligar.

Todavia, a divulgação das estruturas metálicas em Portugal é reduzida em consequência da mão-de-obra barata, que favorece o uso do betão, e à falta de rotina e prática de alguns projetistas. Deste modo, para que se tire partido dos benefícios da construção metálica, torna-se necessário o desenvolvimento de estudos e trabalhos de investigação que contribuam para a melhoria dos conhecimentos nesta área. Neste sentido, o presente trabalho tem como principal objetivo o estudo e dimensionamento de ligações metálicas com vista à otimização das secções e ligações de uma estrutura.

Tradicionalmente, as ligações viga-pilar consideradas no projeto e dimensionamento de estruturas metálicas são idealizadas com comportamentos contínuos ou articulados, isto é, ligações com encastramentos perfeitos ou com rótulas perfeitas. Contudo, uma ligação viga-pilar nunca apresenta estes comportamentos, visto que todos os componentes de uma ligação têm propriedades diferentes. Estas ligações têm, na verdade, um comportamento semi-contínuo, o que pode levar a que o comportamento calculado seja substancialmente diferente do comportamento real da estrutura. O uso de ligações articuladas leva sempre ao sobredimensionamento das vigas e o uso de ligações contínuas obriga a que a pormenorização das ligações seja dispendiosa devido ao uso constante de reforços transversais e consequentes soldaduras. Assim, no sentido de inverter os custos associados com o uso de ligações contínuas ou articuladas, as ligações semi-contínuas surgem como ideais porque possibilitam uma otimização das secções e dos componentes da ligação, conseguindo desta forma menores custos.

No entanto, apesar da complexidade que o dimensionamento de ligações semi-contínuas exige, este conceito já é contemplado no método das componentes adotado pelo Eurocódigo 3 - Parte 1-8: Projeto de ligações [2] e revoluciona assim o projeto de estruturas metálicas, dispondo de um conjunto regras que permitem ao projetista o dimensionamento das principais características de uma ligação, a resistência, rigidez e capacidade de rotação. Com este método, as vantagens destas ligações são imediatas, uma vez que a sua rigidez de rotação permite uma distribuição otimizada dos esforços da estrutura, tornando-a mais leve e consequentemente mais económica comparativamente com as ligações articuladas e rígidas.

Esta dissertação consiste no estudo e dimensionamento de ligações metálicas de acordo com o EC3 Parte 1-8. Em pormenor, pretende-se mostrar a forma como o método das componentes considera as ligações bem como a aplicação do mesmo no dimensionamento de uma ligação. De modo a destacar os benefícios das ligações semi-contínuas, desenvolveram-se ainda 2 capítulos. Num capítulo, mostram-se as diferenças que um pórtico pode sofrer em função das opções do projetista e apresenta-se um método para o cálculo otimizado de secções através das ligações. No outro capítulo, através de uma estrutura com 2 pisos, evidencia-se a poupança que se pode obter com o uso de ligações semi-contínuas em detrimento de ligações contínuas. Para atingir os objetivos pretendidos nestes 2 capítulos, desenvolveu-se ainda uma folha de cálculo em *Excel* para o cálculo de ligações aparafusadas com chapa de extremidade.

1.2 Estrutura da Dissertação

Este documento encontra-se dividido em 7 capítulos, onde o primeiro dos quais consiste numa breve introdução.

No segundo capítulo aborda-se o tema das ligações metálicas no geral, frisando-se os tipos de ligações habituais em construção metálica e destacando-se os principais elementos que as constituem.

No terceiro capítulo apresenta-se, de forma resumida, a análise, classificação e modelação de ligações de acordo com o EC3 Parte 1-8.

O quarto capítulo tem 7 subcapítulos mas divide-se essencialmente em 3 partes. A primeira parte corresponde a 5 subcapítulos onde se descreve o método das componentes com a sua fundamentação teórica e métodos de cálculo de acordo com o EC3 Parte 1-8, a segunda consiste num subcapítulo com o dimensionamento de uma ligação aparafusada com chapa de extremidade e a terceira apresenta e valida a folha de cálculo projetada para o desenvolvimento dos capítulos seguintes.

O quinto capítulo centra-se na influência que as ligações podem ter no dimensionamento de uma estrutura e propõe um método que visa a otimização das secções através das ligações.

No sexto capítulo, apresenta-se um estudo que recorre a uma estrutura de 2 pisos para destacar as diferenças que podem ser obtidas com ligações semi-contínuas em vez de ligações contínuas.

Finalmente, no sétimo capítulo retiram-se as principais conclusões do trabalho desenvolvido.

2 LIGAÇÕES METÁLICAS

2.1 Considerações iniciais

Os edifícios em estrutura metálica são compostos por vários elementos e cada um destes deve estar bem unido aos componentes adjacentes, de forma a cumprir o objetivo principal da concepção geral de uma estrutura: a segurança e a funcionalidade. Para que tal aconteça, podem-se utilizar diferentes tipos de ligações:

- Ligações para realizar mudanças de direção, por exemplo, as uniões viga com pilar, viga com viga e uniões entre barras adjacentes;
- Ligações que resultam da necessidade de assegurar tamanhos adequados para efeitos de transporte e montagem. Um exemplo típico é a emenda de pilares;
- Ligações para materializar uma alteração de componente, o que inclui a união da estrutura de aço a com outras partes do edifício, como podem ser bases de pilar, uniões a núcleos de betão armado e uniões com paredes, lajes e coberturas.

O número de ligações e a sua complexidade tem uma influência determinante no tempo necessário para a análise e dimensionamento da estrutura. Por outro lado, o fabrico das ligações, ou seja, o corte, posicionamento, furação, soldadura, nervuras, casquilhos e rigidificadores representam grande parte do trabalho de oficina e a facilidade com que se possam efetuar essas ligações em obra é um fator chave na sua montagem global. Por tudo isto, a seleção das ligações, o seu projeto e detalhe tem uma influência significativa no custo da estrutura de um edifício e, desta forma, é necessário compreender bem o seu comportamento para que se evite o sobredimensionamento das mesmas, reduzindo assim os custos associados [3].

Em relação às estruturas de betão, as ligações em estruturas metálicas têm uma influência maior no comportamento de uma estrutura visto que, não se obtém o monolitismo das ligações que se verificam em estruturas de betão armado. Por estes motivos, as ligações viga-pilar dão origem a descontinuidades geométricas e mecânicas que devem ser estudadas com muito rigor [4]. Quando se está perante o dimensionamento de ligações, estas devem ser calculadas recorrendo a uma distribuição racional de esforços [2]:

- Os esforços considerados na análise têm de estar em equilíbrio com os esforços aplicados às ligações;
- Cada elemento ligado tem de ser capaz de resistir aos esforços atuantes;

- As deformações causadas pela distribuição de esforços não podem exceder a capacidade resistente das componentes da ligação;
- As deformações admitidas para qualquer modelo de cálculo baseado numa análise elasto-plástica baseiam-se em rotações de corpos rígidos e/ou em deformações no seu plano que são fisicamente possíveis.

Ao longo deste capítulo apresentam-se os vários tipos de ligações de uma estrutura porticada e os seus elementos constituintes.

2.2 Elementos que constituem uma ligação

Os elementos construtivos mais correntes em estruturas metálicas porticadas são os parafusos, os cordões de soldadura, chapas/placas de extremidade e reforço, placas cobrejuntas e cantoneiras. Estes elementos são os principais responsáveis pela transmissão de esforços entre os componentes da estrutura (vigas, pilares e fundação) e por isso, é fundamental que proporcionem às ligações capacidade resistente, rigidez, capacidade de rotação e ductilidade. No que diz respeito aos elementos mais importantes de uma ligação (parafusos e soldaduras), a opção por um sistema de ligação soldado e/ou aparafusado, pode significar uma maior economia em obra e uma montagem mais rápida e funcional. As condições de montagem no local da obra, o grau de dificuldade para fabrico da peça e a padronização das ligações são alguns aspetos importantes a ter em conta para essa escolha.

2.2.1 Parafusos

Os parafusos são divididos em duas classes – os parafusos normais e os parafusos de alta resistência. A segunda classe pode ser usada para parafusos pré-esforçados que são caracterizados por um aumento da resistência ao corte devido à força de atrito que se desenvolve entre as placas [5]. Na Figura 2.1 ilustra-se um tipo de parafusos de cabeça hexagonal.



Figura 2.1 – Parafuso de cabeça hexagonal.

Na Tabela 2.1 apresentam-se as classes de parafusos indicadas no Quadro 3.1 do EC3 Parte 1-8. De um modo geral, nas ligações sujeitas a forças e momentos estáticos, podem ser utilizadas todas as classes

de parafusos. Nas ligações sujeitas a forças cíclicas suscetíveis de induzir fenómenos de fadiga, devem utilizar-se parafusos com elevada resistência à fadiga e deformabilidade reduzida, nomeadamente os parafusos de classes 8.8 e 10.9 ou superiores [6]. As restantes características dos parafusos encontram-se nas normas referidas no anexo nacional NA.4 do EC3 Parte 1-8.

Tabela 2.1 - Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} e da tensão de rotura à tração, f_{ub} para parafusos [2] [6].

Classe do parafuso ^(*)	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000
Material e tratamento	Baixa ou média percentagem de carbono, total ou parcialmente recozido.					Liga de aço com uma percentagem média de carbono, temperado – parafusos de alta resistência.	

(*) O Anexo Nacional Português recomenda apenas a utilização de parafusos 4.6, 5.6, 8.8 e 10.9. Nos cálculos de dimensionamento, os valores indicados deverão ser adotados como valores característicos.

2.2.2 Soldaduras

Para que se tenha um maior controlo de qualidade, as soldaduras devem ser executadas sempre que possível em oficina. As soldaduras são o tipo de ligação ideal para união de peças com geometria complexa e para ligações de elevada rigidez. Segundo [7], no caso de ligações com transmissão de momento, o custo dos componentes de uma ligação (parafusos, placas, etc) pode não ser significativo quando comparado com as soldaduras. A soldadura é uma operação cara e envolve operações de inspeção após a sua conclusão. A soldadura em obra ainda acrescenta mais despesas, o aumento da resistência das secções deve ser sempre considerado como uma alternativa de baixo custo. Os processos mais usados em ligações estruturais são as soldaduras a arco elétrico e os metais de adição a usar deverão ser equivalentes ou superiores aos valores especificados para o material base. Os cordões de soldadura podem ser divididos em diversos tipos: i) soldaduras de ângulo e soldaduras em contornos de orifícios; ii) soldaduras de topo; iii) soldadura de bujão; iv) soldaduras em bordos arredondados [2]. Na Figura 2.2 apresentam-se alguns destes tipos de soldadura.

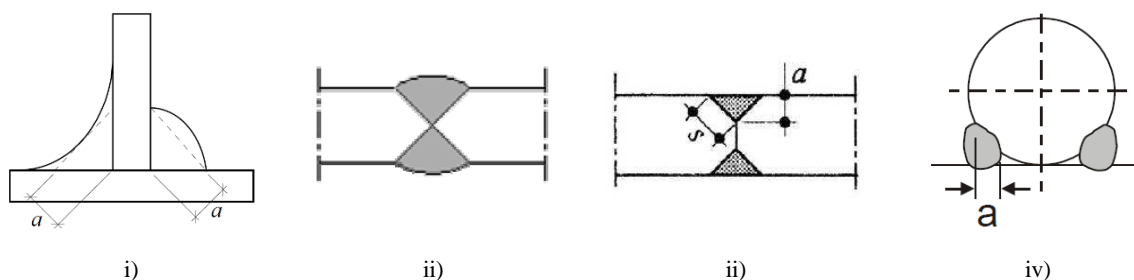


Figura 2.2 - Exemplos de alguns tipos de soldadura [8] abrangidos pelo EC3: Parte 1-8.

2.3 Tipos de ligações metálicas

2.3.1 Configurações possíveis de ligações

As configurações habituais de ligações em estruturas porticadas são as apresentadas na Tabela 2.2.

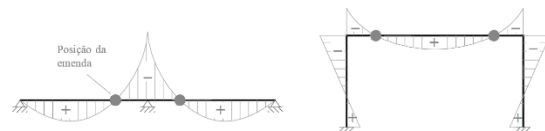
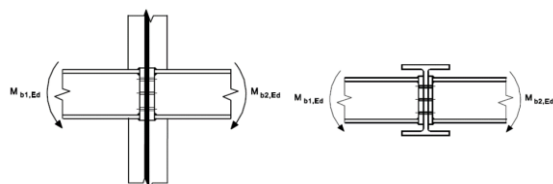
Tabela 2.2 - Configurações possíveis de ligações em estruturas porticadas [2] [5].

1) Ligação viga-pilar com viga num só lado (Eixo maior inércia)	2) Ligação viga-pilar com viga nos dois lados (Eixo menor inércia)	3) Base de pilar	4) Emenda de pilar
5) Emenda de viga	6) Ligação viga-viga num só lado (viga suportada s/ entalhe)	7) Ligação viga-viga num só lado (viga suportada c/ entalhe simples)	8) Ligação viga-viga num só lado (viga suportada c/ entalhe duplo)

a → A ligação 1) também pode ser ligada sobre o eixo de menor inércia como em 2) e vice-versa da ligação 2) para a 1).
b → As ligações representadas com 6), 7) e 8) também podem ser ligadas com vigas dos 2 lados.

(*) As ligações que transmitem momentos segundo o eixo principal de menor inércia, como a 2) e 6), 7), 8) com vigas dos dois lados, devem ser unicamente usadas no caso de momentos equilibrados ($M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$).

(**) Localizações ideais para a ligação 5).



2.3.2 Ligações sem transmissão de momento

As ligações simples caracterizam-se por ligações que apenas transmitem esforço transversal e que têm uma resistência à rotação desprezável, não transferindo momentos significativos em Estados Limites Últimos. Neste caso, o cálculo global da estrutura é efetuado considerando as vigas como simplesmente

apoiadas e sendo os pilares calculados para o esforço axial atuante e pequenos momentos introduzidos pelas reações na extremidade das vigas. No entanto, as ligações devem ter um determinado grau de fixação, que embora não tenha sido considerado no cálculo, é normalmente suficiente para garantir a montagem sem a necessidade de contraventamentos temporários. Consideram-se as seguintes formas de ligações simples: i) dupla cantoneira de alma; ii) Placa de extremidade flexível; iii) Placa de gousset; iv) Emenda de pilares.

Para verificar as hipóteses de cálculo, as ligações simples devem permitir uma rotação adequada da extremidade da viga à medida que esta flete e ocupa as folgas usuais. Ao mesmo tempo, esta rotação não deve prejudicar a resistência da ligação ao corte e à tração, por forma a preservar a integridade estrutural [6]. Na Tabela 2.3 apresentam-se alguns exemplos de ligações sem transmissão de momento.

Tabela 2.3 - Exemplos de ligações sem transmissão de momento [1].

Dupla cantoneira de alma	
Ligação viga-pilar e viga-viga	
Placas de extremidade flexíveis	
Ligação viga-pilar e viga-viga	
Placas de Gousset	
Ligação viga-pilar e viga-viga	
Emendas de pilares	

2.3.3 Ligações com transmissão de momento

O comportamento destas ligações traduz-se por uma curva não-linear de momento-rotação. A quantidade de componentes que compõem este tipo de ligações (placa de extremidade, parafusos, cordões de soldadura, reforços, etc) dão-nos uma ideia da complexidade que constitui a análise do seu comportamento. São necessárias considerações apropriadas para uma multiplicidade de fenómenos desde a não-linearidade material (plasticidade), o contacto não-linear e escorregamento, até à não-linearidade geométrica (instabilidade local), para condições de tensão residual e configurações geométricas complexas.

O comportamento destas ligações pode ser obtido por via experimental ou através de modelos (analíticos ou numéricos) desenvolvidos com base na geometria e nas propriedades mecânicas da ligação. A utilização de métodos numéricos com base nos elementos finitos e modelos de comportamento não-linear permitem endereçar todos os fenómenos presentes numa ligação. No entanto, e devido à sua complexidade, são morosos no cálculo dos modelos e muito sensíveis às opções de análise e modelação [6].

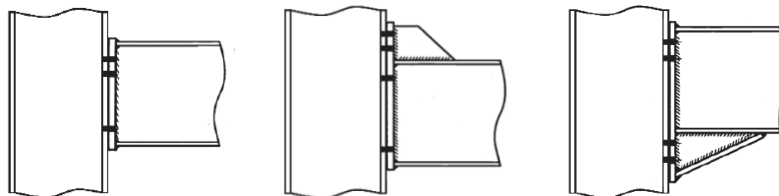
Ao longo dos anos, como resultado de um esforço notável levado a cabo por diversos investigadores, surgiram novas metodologias para a análise e dimensionamento de ligações em estruturas metálicas e mistas, das quais se destaca o Método das Componentes, previsto no EC3 Parte 1-8.

2.3.3.1 Ligações soldadas ou aparafusadas

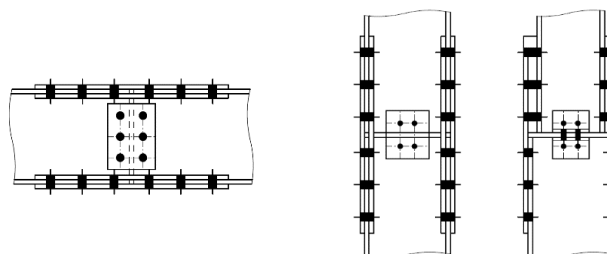
Como já foi referido no capítulo 2.2, as ligações podem ser soldadas ou aparafusadas, sendo que as ligações aparafusadas são mais usadas devido à sua facilidade de fabrico e montagem em obra. As ligações aparafusadas são no geral executadas em obra, já as ligações soldadas, mais concretamente as ligações viga-pilar, são maioritariamente realizadas em fábrica (ambiente controlado) de forma a garantir os níveis de qualidade necessários. Para que as ligações viga-pilar soldadas resultem em fábrica, são soldados pequenos troços de viga ao pilar para que seja possível o transporte para a obra. As ligações dos pequenos troços de viga à restante viga são normalmente executadas com cobrejuntas aparafusadas. A Tabela 2.4 apresenta algumas formas de ligações soldadas ou aparafusadas com transmissão de momento em estruturas porticadas.

Tabela 2.4 - Exemplos de ligações soldadas ou aparafusadas com transmissão de momento [7].

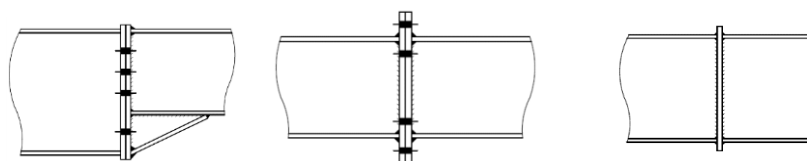
Ligações viga - pilar
aparafusadas com placa
de extremidade



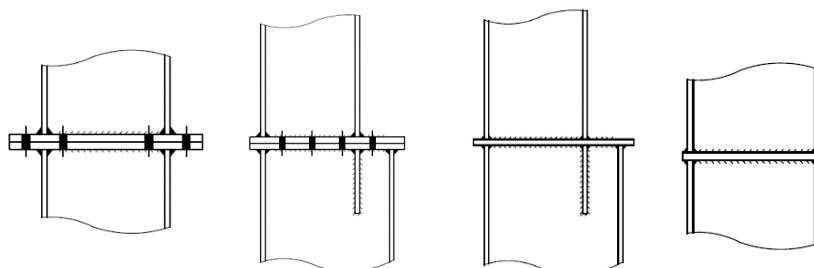
Emendas de viga (esq.) e
pilar (dir.) com placas
cobrejuntas aparafusadas



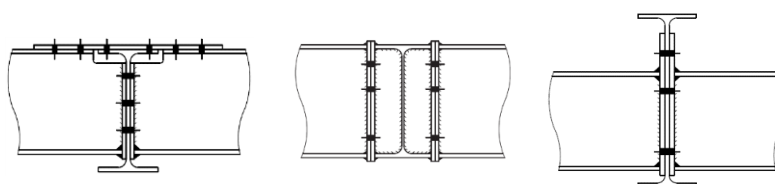
Emendas de viga com
placas de extremidade
aparafusadas ou soldadas



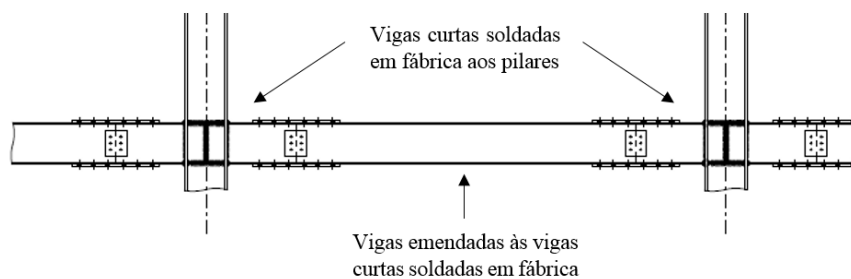
Emendas de pilares com
placas de extremidade
aparafusadas ou soldadas



Interseções de viga-viga
aparafusadas



Ligações viga - viga
soldadas



2.4 Análise, classificação e modelação de ligações de acordo com o EC3

2.4.1 Análise global

O EC3 Parte 1-8 refere que os efeitos do comportamento das ligações na distribuição de forças e momentos numa estrutura, assim como na quantificação das deformações globais no geral, devem ser tidos em consideração, podendo contudo serem desprezados se estes efeitos forem suficientemente pequenos. Para identificar se estes efeitos são ou não desprezáveis, é necessário distinguir três modelos simplificados para as ligações: i) **simples**, nos quais se assume que a ligação não transmite momentos fletores; ii) **contínuos**, onde se poderá considerar que o comportamento da ligação não tem qualquer influência na análise; e iii) **semi-contínuos**, em que o comportamento da ligação tem de ser englobado na análise da estrutura. O tipo de modelo de ligação adequado depende da classificação da ligação e do método escolhido para a análise da estrutura, ver Tabela 2.5. A curva característica momento-rotação de uma ligação pode ser simplificada, adotando-se qualquer curva apropriada (incluindo aproximação bilinear, trilinear, etc.) e desde que essa curva de aproximação se situe na zona inferior da curva característica momento-rotação, ver Figura 2.3.

Tabela 2.5 - Modelação de ligações e análise global da estrutura [6].

Modelação	Tipo de análise da estrutura		
	Análise elástica	Análise rígido-plástica	Análise elasto-plástica
Continua	Rígida	Resistência total	Rígida / Resistência total
Semi-contínua	Semi-rígida	Resistência parcial	Rígida / Resistência parcial Semi-rígida / Resistência total Semi-rígida / Resistência parcial
Simples	Articulada	Articulada	Articulada

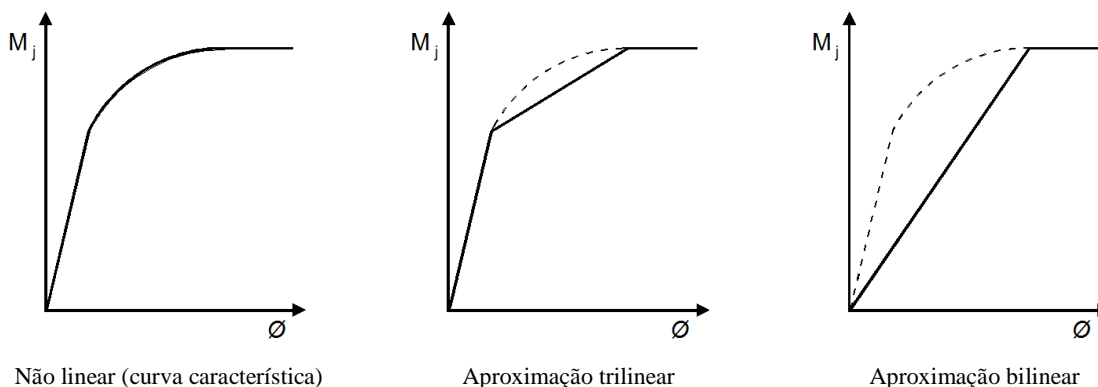
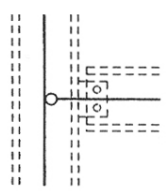
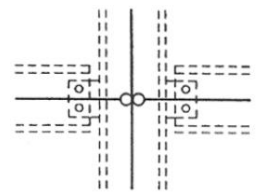
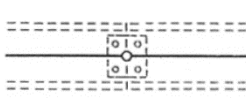
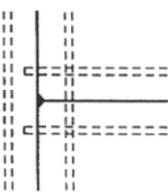
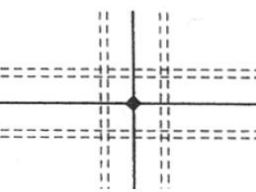
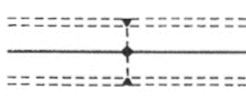
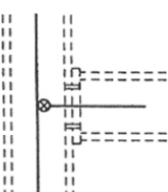
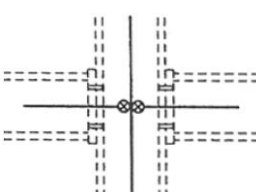
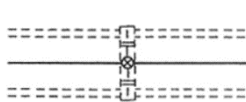


Figura 2.3 - Diagrama não-linear real e diagramas aproximados da curva momento-rotação.

Numa análise global, o comportamento das ligações pode ser substituído por uma rótula para modelos simples, uma mola de rotação para modelos semi-contínuos e uma mola de rotação infinitamente rígida e resistente para modelos contínuos. Na Tabela 2.6 apresentam-se as configurações que devem ser adotadas na análise global de uma estrutura.

Tabela 2.6 - Modelação local das ligações [5].

Modelo de ligação	Configuração de um lado	Configuração dos dois lados	Emendas de viga
Simple			
Contínuo			
Semi-contínuo			

Na análise global da estrutura, as rótulas ou molas dos modelos de ligação devem ser localizadas na interseção dos eixos dos elementos ligados.

2.4.1.1 Análise global elástica

Nesta análise as ligações devem ser classificadas de acordo com a sua rigidez de rotação e devem ter resistência suficiente para transmitir os esforços que provêm da análise estrutural. No caso de uma ligação semi-rígida, a rigidez de rotação S_j correspondente ao momento fletor $M_{j,Ed}$, deve ser a usada na análise global. Caso $M_{j,Ed}$ seja inferior a $2/3 M_{j,Rd}$, poderá então adotar-se a rigidez de rotação inicial, $S_{j,ini}$ na análise global, ver Figura 2.4 a). Como simplificação do referido na frase anterior, na análise global, a rigidez de rotação poderá ser considerada igual a $S_{j,ini}/\eta$ para todos os valores de $M_{j,Ed}$ até $M_{j,Rd}$, ver Figura 2.4 b).

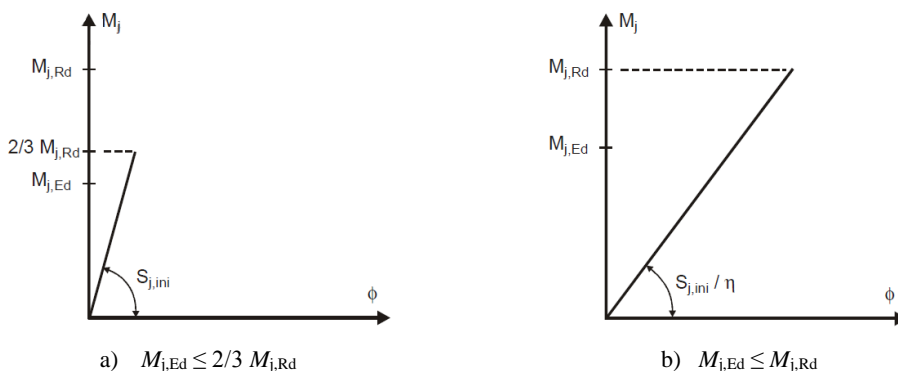


Figura 2.4 – Rigidez de rotação a considerar na análise elástica (EC3 1-8).

Tabela 2.7 – Coeficiente de modificação de rigidez η (EC3 1-8).

Tipo de ligação	Ligações viga-pilar	Outros tipos de ligação (viga-viga, de continuidade de vigas, de base de pilares)
Soldada	2	3
Chapas de extremidade aparafusadas	2	3
Cantoneiras de apoio de banzo aparafusadas	2	3,5
Chapas de base	-	3

2.4.1.2 Análise global rígido-plástica

As ligações devem ser classificadas em função da sua resistência e a capacidade de rotação deve ser suficiente para garantir as rotações associadas a uma análise plástica da estrutura.

2.4.1.3 Análise global elásto-plástica

As ligações devem ser classificadas conforme a sua rigidez e resistência. Para cada uma, deverá ser introduzida a respetiva curva momento-rotação característica na análise estrutural e deverão ser verificadas as suas capacidades de rotação. Como simplificação, poderá ser usada a relação momento-rotação definida na Figura 2.5 (ver Tabela 2.7 para coeficiente de modificação η).

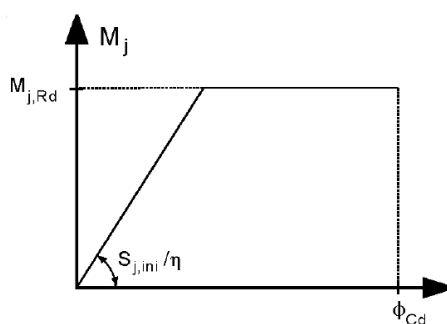


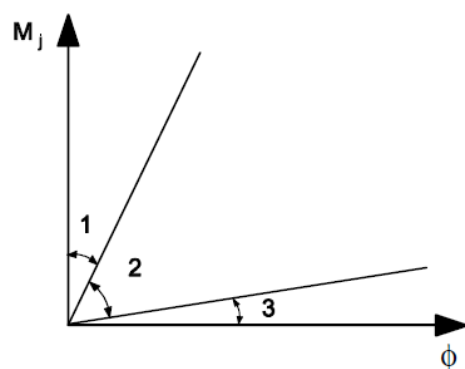
Figura 2.5 – Curva momento-rotação simplificada.

2.4.2 Classificação de ligações

As ligações podem ser classificadas de acordo com a sua rigidez e de acordo com a sua resistência.

2.4.2.1 Classificação segundo a rigidez

Uma ligação pode ser classificada como rígida, articulada ou semi-rígida, de acordo com a sua rigidez de rotação, comparando a rigidez de rotação inicial $S_{j,ini}$ com os limites de classificação definidos na Figura 2.6.



Em que:

K_b → valor médio de I_b/L_b para todas as vigas do nível acima desse andar;
 I_b → momento de inércia da secção de uma viga;
 L_b → vão de uma viga (entre eixos das colunas).

Zona 1: rígida, se $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$

em que:

$k_b = 8$ para pórticos em que o sistema de contraventamento reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80 %.

$k_b = 25$ para outros pórticos, desde que em todos os pisos $K_b/K_c \geq 0,1$.
 Se $K_b/K_c < 0,1$, as ligações deverão ser classificadas como semi-rígidas.

Zona 2: semi-rígida

Todas as juntas na zona 2 deverão ser classificadas como semi-rígidas. As juntas nas zonas 1 ou 3 poderão, também, facultativamente, ser tratadas como semi-rígidas.

Zona 3: nominalmente articulada, se $S_{j,ini} \leq 0,5 EI_b / L_b$

K_c → valor médio de I_c/L_c para todas as colunas desse andar;

I_c → momento de inércia da secção de uma coluna;

L_c → altura de piso de uma coluna.

Figura 2.6 - Classificação das ligações viga-pilar segundo a rigidez [2].

Uma ligação classificada como articulada permite a rotação e deve ser dimensionada de modo a impedir o aparecimento de momentos significativos que possam afetar desfavoravelmente os elementos da estrutura ou a estrutura no seu todo. Estas ligações devem ter a capacidade para transmitir as forças calculadas no projeto e acomodar as rotações daí resultantes.

Nas ligações rígidas, a sua rotação não influencia a distribuição de esforços na estrutura nem as deformações, e devem ser dimensionadas de modo a que a sua deformação não tenha uma influência significativa na distribuição dos esforços na estrutura nem na sua deformação global. As ligações rígidas devem ser capazes de transmitir os esforços calculados no projeto.

As ligações que não satisfaçam os critérios de ligação rígida ou articulada devem ser classificadas como ligações semi-rígidas. Estas ligações possuem um comportamento intermédio e a sua rotação influencia a distribuição de esforços na estrutura. As ligações semi-rígidas devem garantir um grau previsível de interação entre as peças, determinado em função da sua curva momento-rotação. Devem ser capazes de transmitir os esforços calculados no dimensionamento [3].

2.4.2.2 Classificação segundo a resistência

Uma ligação pode ser classificada como sendo de resistência total, articulada ou de resistência parcial, comparando a sua resistência de cálculo, $M_{j,Rd}$, com a resistência de cálculo dos elementos ligados.

Segundo a resistência, as ligações articuladas devem seguir os mesmos princípios que foram referidos no capítulo 2.4.2.1 (para ligações articuladas). Estas ligações só poderão ser consideradas como tal se o seu momento resistente for inferior ou igual a 25% do momento resistente dos elementos a ligar.

Quanto às ligações de resistência total, o valor de cálculo da resistência de uma ligação com resistência total deve ser pelo menos igual ao dos elementos a ligar e deve cumprir os critérios definidos na Figura 2.7. A rigidez de uma ligação com resistência total deve permitir que, sob as ações de cálculo, a rotação prevista nas rótulas plásticas não exceda a sua capacidade de rotação.

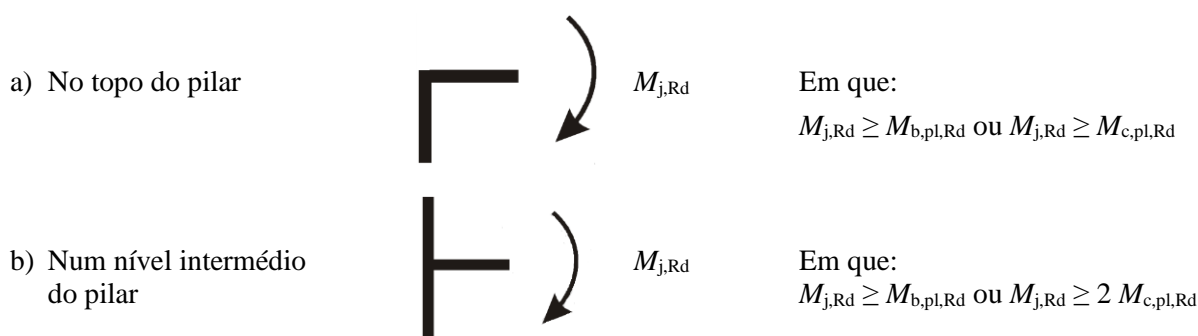


Figura 2.7 – Ligações de resistência total.

As ligações que possuem um comportamento intermédio, podem ter momento resistente inferior ao dos elementos a ligar, mas igual ou superior ao momento de cálculo atuante. A capacidade de rotação de uma ligação com resistência parcial que coincida com uma rótula plástica, deve ser suficiente para permitir que, para as ações de cálculo, se formem todas as rótulas plásticas necessárias. A rigidez de uma ligação com resistência parcial deve ser tal que não permita que, para as ações de cálculo, seja ultrapassada a capacidade de rotação de qualquer das rótulas plásticas previstas.

3 MÉTODO DAS COMPONENTES

3.1 Introdução

O procedimento proposto pelo Eurocódigo 3 Parte 1-8 para o dimensionamento e verificação de ligações designa-se por método das componentes. Este método, com origem nos estudos de *Zoetemeijer* (1974) [9], surge como um modelo simplificado que representa o comportamento mecânico de uma ligação metálica através da sua repartição em elementos básicos. O método das componentes define-se como um conjunto de regras que determinam a participação mecânica e resistente de cada uma das forças (componentes) que atuam simultaneamente numa ligação e divide-as em 3 zonas críticas: zona de compressão, zona de corte e zona de tração (ver Figura 3.1).

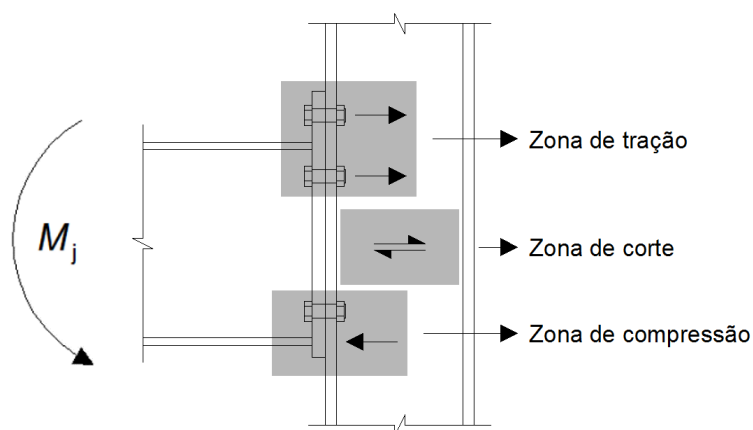


Figura 3.1 – Zonas críticas de uma ligação viga-pilar.

Este método permite a caracterização do comportamento global de uma ligação através de uma curva não linear de momento-rotação (ver Figura 3.2), a partir da qual se definem as três propriedades fundamentais que caracterizam o comportamento estrutural e mecânico de uma ligação: momento resistente $M_{j,Rd}$, a rigidez de rotação $S_{j,ini}$ e capacidade de rotação, θ_{Cd} . Para a aplicação do método e respetiva obtenção da curva, devem-se seguir 3 etapas [10]:

- Identificação e seleção das componentes relevantes, após a análise do percurso das forças internas e dos esforços na ligação;
- Caracterização do comportamento de cada uma das componentes, determinando as suas propriedades mecânicas relevantes;
- Associação das componentes por meio de um modelo mecânico representativo para obter a curva momento-rotação da ligação através da curva força-deformação de cada componente. A componente que se revelar mais frágil é a que controla a resistência da ligação.

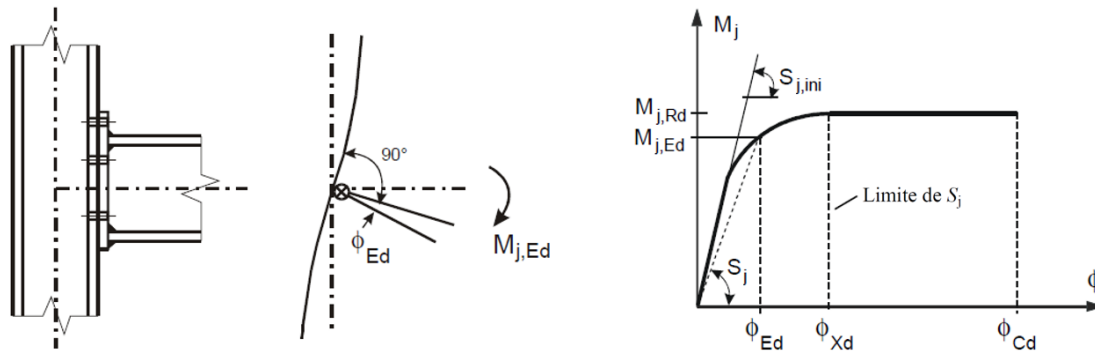


Figura 3.2 – Curva momento-rotação de uma ligação viga-pilar com chapa de extremidade [2].

A curva momento-rotação define-se pela combinação do comportamento individual das componentes através de modelos mecânicos compostos por barras rígidas e molas axialmente deformáveis. Cada mola diz respeito a uma componente ativa da ligação que se caracteriza por uma curva força-deformação não linear (ver Figura 3.3). O comportamento destas componentes pode ser determinado por via analítica através do EC3 Parte 1-8, que permite obter as principais características das componentes mais frequentes em ligações metálicas [11]. Ao analisar as componentes previstas no regulamento (ver Quadro 6.1 do EC3 Parte 1-8), verifica-se que este aborda as tipologias de ligações mais comuns: i) ligações soldadas; ii) ligações aparafusadas com chapa de extremidade; e iii) ligações com cantoneiras aparafusadas aos banzos da viga. Como o presente trabalho se desenvolve sobre ligações viga-pilar aparafusadas com chapa de extremidade, na Figura 3.3 apresenta-se a aplicação do método das componentes para esse tipo de ligação viga-pilar.

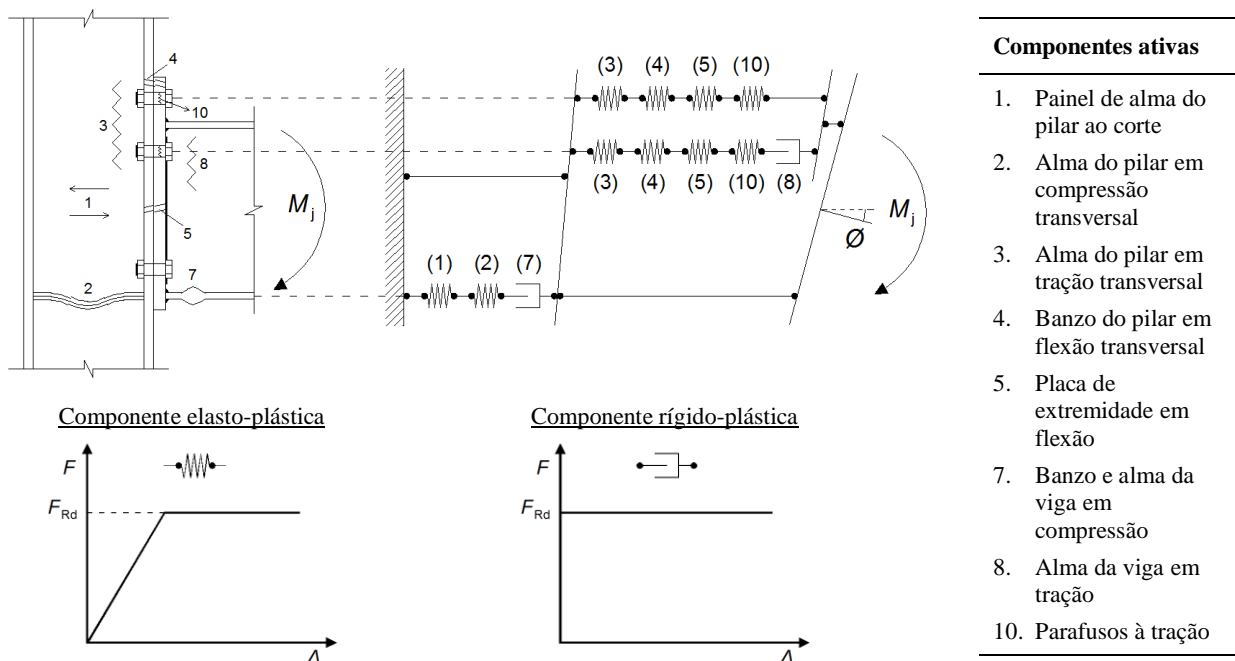


Figura 3.3 – Método das componentes aplicado a uma ligação viga-pilar aparafusada com chapa de extremidade (adaptado Fig. 2.24) - [12], [13].

3.2 Análise do comportamento das componentes

O rigor na análise das características de cada componente é fundamental para que o método das componentes seja eficaz. Neste método, a maior parte das características das componentes são independentes, no entanto há uma relação entre algumas delas. Esta relação é considerada de forma aproximada, uma vez que a aplicação de métodos mais rigorosos acarretam cálculos complexos e pouco compatíveis com a utilização prática. À semelhança do comportamento global de uma ligação, o comportamento particular de cada componente é também caracterizado por uma curva força-deformação que pode ser aproximada por uma curva bilinear. Nesta identificam-se cinco propriedades distintas: força de cedência, F^y , rigidez elástica, K^e , rigidez pós-limite, K^{pl} , deformação de cedência, Δ^y , e deformação de colapso Δ^f [14].

Após vários estudos de natureza experimental ou numérica, *Kuhlmann et al.* (1998) [15] caracterizaram o comportamento das principais componentes que constituem uma ligação e dividiram-nas em três grupos, de acordo com a sua capacidade de deformação [16], ver Figura 3.4.

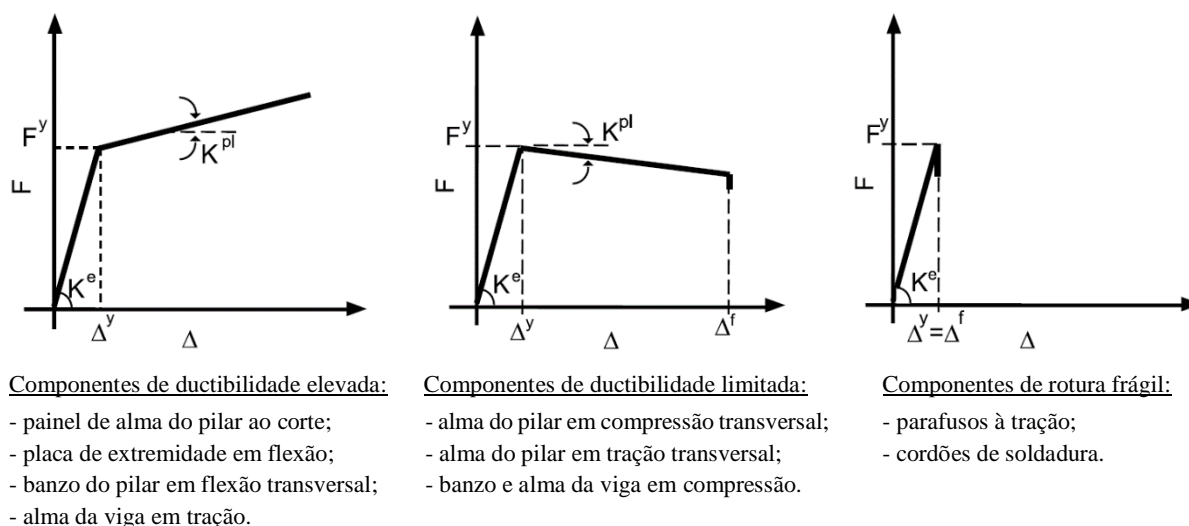


Figura 3.4 – Aproximação bilinear das curvas força-deformação das componentes [16].

No capítulo 3.3 e 3.4 apresenta-se um resumo das disposições regulamentares do EC3 Parte 1-8 para a determinação os valores da força de cedência, F^y , e da rigidez elástica, K^e , de cada uma das componentes [6].

3.3 Resistência de cálculo

Ao longo deste capítulo pretende-se resumir e destacar alguns pontos que se consideram importantes para uma melhor compreensão da cláusula 6.2 do EC3 Parte 1-8. Conforme já se referiu no capítulo 3.1, este documento centrar-se-á nas componentes relativas às ligações aparafusadas com chapa de extremidade.

3.3.1 Forças internas, esforço transversal e momentos fletores

Na Tabela 3.1, apresentam-se os fatores que devem ser tomados em conta no cálculo de uma ligação no que concerne às forças internas, esforços transversos e momento fletores.

Tabela 3.1 - Fatores a ter em conta na análise das forças internas, do esforço transversal e dos momentos fletores.

Forças internas	<p>→ Tensão longitudinal do pilar na determinação da resistência da alma do pilar em compressão transversal, componente 2, ver Cl. 6.2.6.2 (2).</p> <p>→ Esforço transversal no painel de alma do pilar na determinação das resistências da alma do pilar em compressão transversal e da alma do pilar em tração transversal, componentes 2 e 3, respetivamente, ver Cl. 6.2.6.2 e Cl. 6.2.6.3.</p>
Esforço transversal	<p>→ Nas ligações soldadas ou aparafusadas com chapa de extremidade, as soldaduras que ligam a alma da viga devem ser dimensionadas de forma a garantir a transmissão do esforço transversal da viga à ligação, sem qualquer contribuição das soldaduras dos banzos da viga.</p> <p>→ Nas ligações aparafusadas com chapa de extremidade, a resistência das linhas de parafusos sujeitas à ação combinada de esforços de tração e de corte devem ser verificadas de acordo com o critério disposto no quadro 3.4. Como simplificação do critério referido, pode-se considerar que a resistência ao esforço transversal da ligação, é dada pela soma da resistência total ao corte dos parafusos que se considera não serem necessários para resistir à tração com (0,4/1,4) vezes da resistência total ao corte dos parafusos que são sujeitos à ação combinada de esforços de tração e de corte.</p>
Momentos fletores	<p>→ Se o esforço axial, N_{Ed}, do elemento ligado não exceder 5% da resistência da sua secção transversal, $N_{pl,Rd}$, o momento resistente, $M_{j,Rd}$, de uma ligação viga-pilar ou emenda de viga pode ser calculado de acordo com o método disposto na Cl. 6.2.7.</p> <p>→ O momento resistente das ligações, $M_{j,Rd}$, deve ser sempre condicionado pela resistência dos seus componentes básicos e não pela resistência das soldaduras.</p>

(*) As cláusulas e quadros mencionados nesta tabela dizem respeito ao EC3 Parte 1-8.

3.3.2 T-stub equivalente tracionado

O *T-stub* equivalente tracionado é um modelo simplificado de uma parte da ligação, em forma de T, que permite avaliar a resistência dos vários elementos que o constituem, de forma a quantificar a carga de colapso plástico de uma placa (ver Figura 3.5). Este modelo é usado para as zonas tracionadas das ligações aparafusadas e permite assim, determinar a resistência à flexão das componentes ativas 4 e 5

(banzo do pilar em flexão transversal e chapa de extremidade em flexão) e a resistência à tração das componentes 3 e 8 (alma do pilar em tração transversal e alma da viga em tração) que dependem diretamente das componentes 4 e 5.

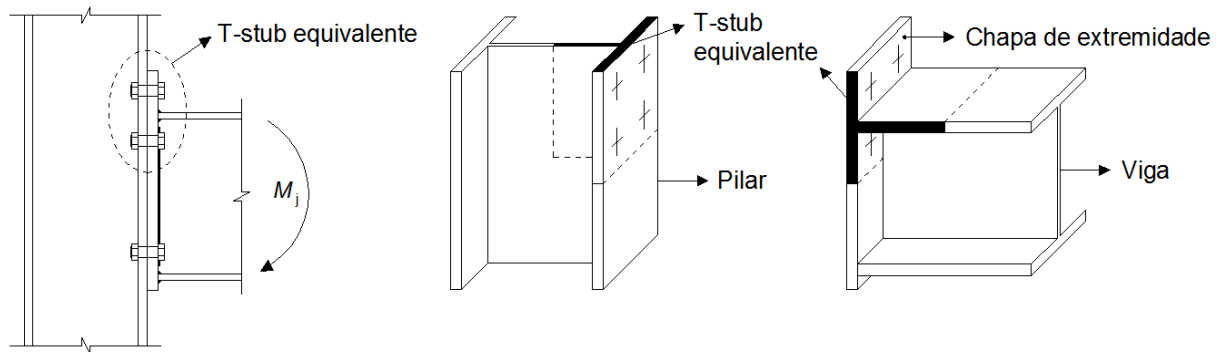


Figura 3.5 – *T-stub* equivalente tracionado (adaptado Fig. 1) - [17].

A resistência de cálculo à tração, $F_{T,Rd}$, de um *T-stub* determina-se de acordo com a Cl. 6.2.4.1 do EC3 Parte 1-8 e define-se através dos dados geométricos e_{min} , ℓ_{eff} e m e pela possibilidade de ocorrerem 3 modos de rotura entre os componentes de um *T-stub*. Na Tabela 3.2 ilustram-se os 3 modos de rotura de um *T-stub*.

Tabela 3.2 – Modos de rotura de um *T-stub* [7], [18].

Modo 1 – Plastificação total do banzo ou da chapa de extremidade	Modo 2 – Rotura dos parafusos com plastificação do banzo ou chapa de extremidade	Modo 3 – Rotura dos parafusos
<p>Chapas ou banzos finos / parafusos com grande diâmetro</p>		<p>Chapas ou banzos espessos / parafusos com pequeno diâmetro</p>
<p>A força da alavanca Q alcança o seu valor máximo e causa a formação de rótulas plásticas junto às linhas dos parafusos e na interseção da alma com o banzo do perfil em T.</p>	<p>Considera a formação de rótulas plásticas na interseção da alma com o banzo do perfil em T e simultaneamente a rotura dos parafusos.</p>	<p>Não considera a existência de forças de alavanca, ocorrendo o colapso pela rotura isolada dos parafusos.</p>

Com base no Quadro 6.2 do EC3 Parte 1-8, a determinação da resistência de cálculo à tração, $F_{T,Rd}$, de um *T-stub* deve seguir os seguintes pontos:

- 1) Verificação da possibilidade de ocorrerem forças de alavanca, ou seja, $L_b \leq L_b^*$.

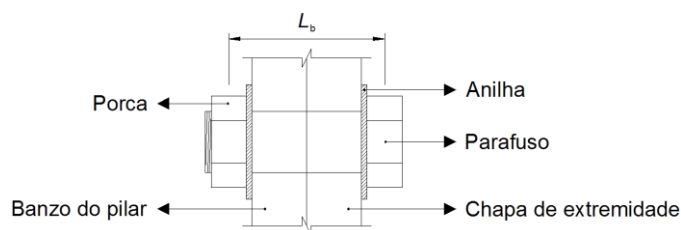


Figura 3.6 – Dado geométrico L_b .

- 2) Cálculo dos momentos resistentes plásticos, $M_{pl,1,Rd}$ e $M_{pl,2,Rd}$, do banzo ou chapa para os modos de rotura 1 e 2, respetivamente.
- 3) Cálculo da resistência à tração, $F_{T,Rd}$, do *T-stub*. Quando se verifica que se desenvolvem forças de alavanca, $F_{T,Rd} = \min [F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}]$, caso contrário, $F_{T,Rd} = \min [F_{T,1-2,Rd}, F_{T,3,Rd}]$.

3.3.2.1 Linhas de parafusos isoladas ou como parte de um grupo

No seguimento do que foi supracitado, a resistência de cálculo das componentes 4 e 5 é definida com recurso ao modelo *T-stub*. Posto isto, e com base no referido na Cl. 6.2.4.2 (1) do EC3 Parte 1-8, quando se pretende calcular a resistência das componentes referidas para uma linha de parafusos de uma ligação, estas têm de ser modeladas para o caso da linha de parafusos estar a atuar de forma isolada ou como parte de um grupo de linhas. Na Figura 3.7 ilustram-se exemplos de modelos de linhas de rotura de parafusos atuando de forma isolada ou em grupo.

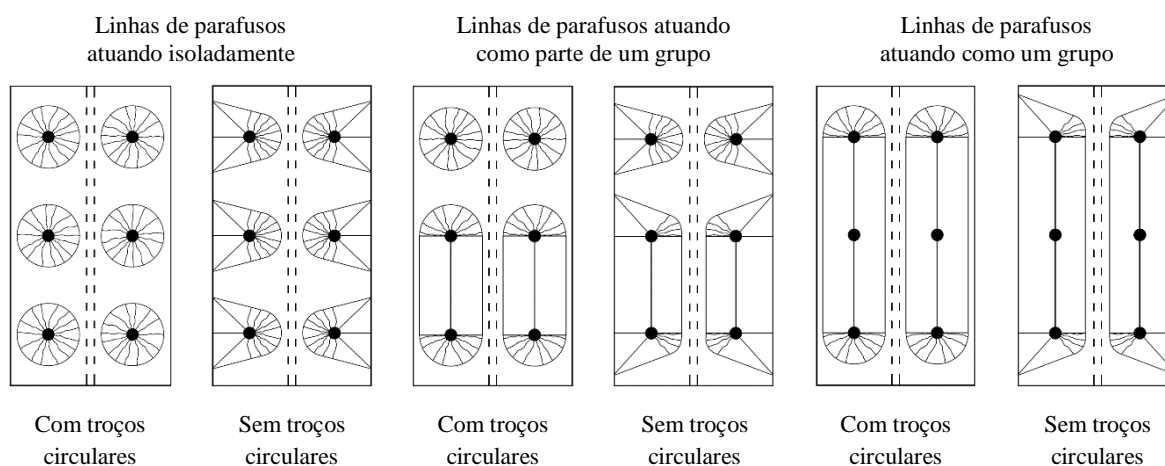


Figura 3.7 – Modelos de linhas de rotura de parafusos atuando de forma isolada ou em grupo (adapt. Fig. 2.11) - [19].

Tendo em vista ilustrar a modelação a adotar para as linhas que devem ser consideradas como isoladas e para as linhas que devem ser consideradas como parte de um grupo, nos parágrafos que se seguem apresenta-se um exemplo com base no procedimento proposto em [7] para a determinação da resistência de cálculo à tração de cada linha de parafusos. A ligação usada para complementar este procedimento ilustra-se na Figura 3.8.

- 1) Cálculo da resistência de cada linha de parafusos individualmente. Para a ligação da Figura 3.8, começa-se por determinar a resistência da linha mais afastada do centro de compressão (1ª linha), depois a 2ª linha, etc;
- 2) A resistência da 1ª linha corresponde a uma linha de parafusos isolada e as seguintes são avaliadas como isoladas e como parte de um grupo. Nestas linhas, a sua resistência é igual à menor resistência da mesma considerada como isolada ou como parte de um grupo com outras linhas (ver Figura 3.8);
- 3) A resistência das linhas que são divididas por um banzo ou por um reforço transversal, correspondem a linhas de parafusos isoladas porque estes não possibilitam a formação de um grupo entre elas (ver o caso da 1ª e 2ª linha da chapa de extremidade à flexão da Figura 3.8);
- 4) A linha de parafusos que se encontra junto ao centro de compressão não entra para os cálculos como tracionada (apesar de o ser) devido à sua fraca contribuição para o momento resistente. Esta linha é considerada para a resistência ao corte.

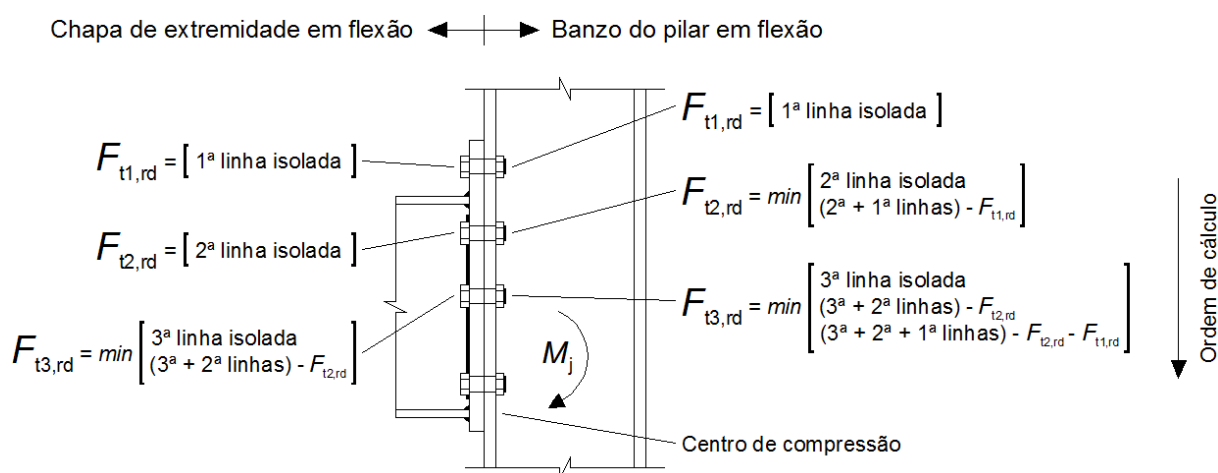


Figura 3.8 – Ordem de cálculo a seguir para a determinação da resistência à tração de cada linha de parafusos
(adaptado Fig. 17) - [20].

3.3.3 Resistência de cálculo dos componentes básicos

3.3.3.1 Painel de alma do pilar ao corte (componente 1)

O método de dimensionamento desta componente está descrito na cláusula 6.2.6.1 do EC3 Parte 1-8 e só é válido se a esbelteza da alma do pilar respeitar a condição: $d_c / t_{wc} \leq 69\varepsilon$ em que $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{y,wc}}$.

Caso se verifique esta condição, a resistência de cálculo do painel de alma do pilar ao corte não reforçado (ou seja, sem reforços transversais), $V_{wp,Rd}$, para uma ligação com viga de um lado ou com vigas dos dois lados e de alturas semelhantes, é dada pela expressão 3.1.

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (3.1)$$

Em que:

$A_{vc} \rightarrow$ Área de corte do pilar (ver Cl. 6.2.6 (3) a) do EC3 Parte 1-1).

Quando o painel de alma do pilar ao corte não possui resistência ou rigidez suficiente para resistir aos esforços atuantes, pode-se aumentar a sua resistência por meio de reforços transversais, chapas de alma adicionais ou os dois juntos (ver Figura 3.9).

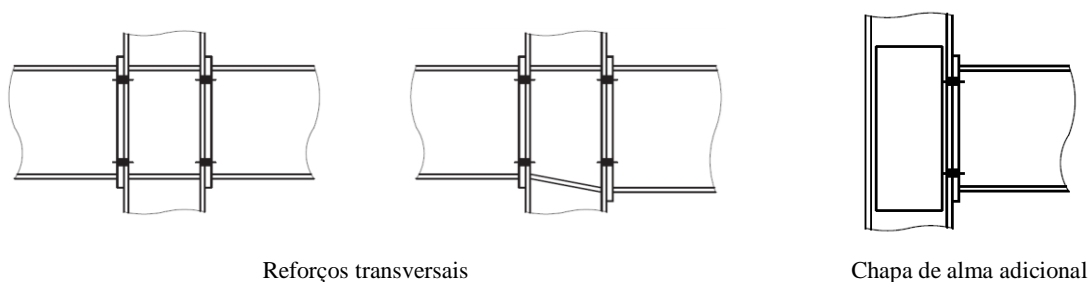


Figura 3.9 – Reforços usados para o aumento de resistência e rigidez de uma ligação [7].

Caso se pretenda usar reforços transversais, estes aumentam a resistência $V_{wp,Rd}$ com $V_{wp,add,Rd}$.

$$V_{wp,add,Rd} = 4M_{pl,fc,Rd} / d_s \leq (2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}) / d_s \quad (3.2)$$

$$M_{pl,fc,Rd} = M_{pl,st,Rd} = W_{pl} f_y = \frac{bt^2}{4} f_y \quad (3.3)$$

Em que:

$b \rightarrow$ largura do banzo do pilar ou do reforço transversal.

$t \rightarrow$ espessura do banzo do pilar ou do reforço transversal.

Caso se pretenda reforçar a alma do pilar com a adição de uma ou duas chapas de alma adicionais, estas aumentam a resistência $V_{wp,Rd}$ com o aumento da área de corte do pilar, A_{vc} . As regras para a sua consideração nos cálculos encontram-se na cláusula 6.2.6.1 do parágrafo (6) até ao parágrafo (14).

3.3.3.2 Alma do pilar em compressão transversal (componente 2)

A compressão transversal a que é sujeita a alma de um pilar deve-se à existência de tensões de compressão na zona inferior da viga provocadas por um momento fletor negativo. Estas tensões são transmitidas para o pilar sob a forma de uma carga horizontal concentrada no banzo inferior da viga (ver Figura 3.10). O método de dimensionamento desta componente encontra-se na cláusula 6.2.6.2 do EC3 Parte 1-8. A resistência de cálculo da alma não reforçada (ou seja, sem reforços transversais) de um pilar solicitado a uma compressão transversal é dada pela expressão 3.4.

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (3.4)$$

Em que:

ω → coeficiente de redução que tem em conta os efeitos de interação com o esforço de corte no painel de alma do pilar;

k_{wc} → coeficiente de redução que tem em conta a tensão longitudinal máxima na alma, $\sigma_{com,Ed}$, devido à atuação do esforço axial e do momento fletor ao mesmo tempo no pilar;

ρ → coeficiente de redução para o enfunamento da chapa, ver Figura 3.10 b);

$b_{eff,c,wc}$ → largura efetiva da alma comprimida do pilar, ver Figura 3.10 a).

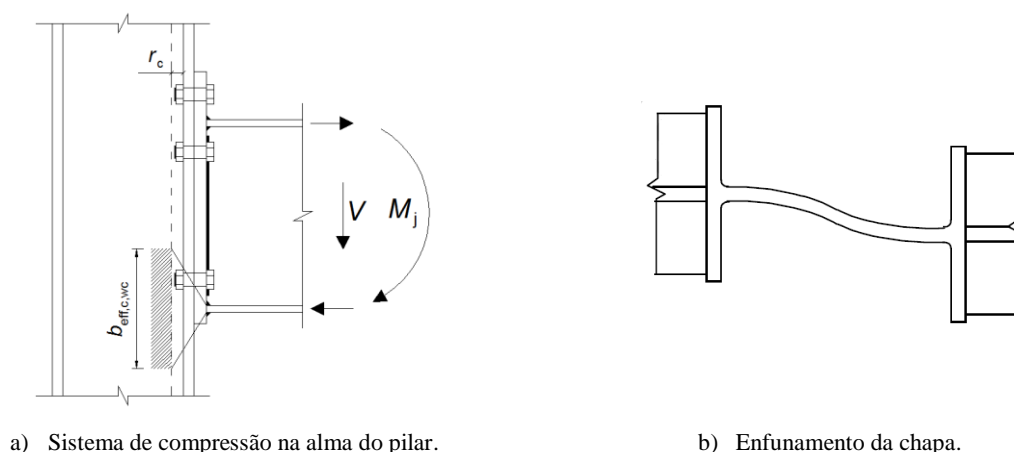


Figura 3.10 – Alma do pilar em compressão transversal (adaptado Fig. 2.7) – [19], [2].

Relativamente aos parâmetros geométricos e mecânicos que constituem a expressão 3.4, apenas se realiza uma caracterização específica dos coeficientes ω e k_{wc} , visto que os restantes são de aplicação direta e não suscitam dúvidas. O coeficiente ω é determinado de acordo com o Quadro 6.3 do EC3 Parte 1-8 e a ressalva que se pretende destacar no cálculo deste coeficiente recai sobre o parâmetro de

transformação β . Este parâmetro pode ser definido em função do Quadro 5.4 do EC3 Parte 1-8 e depende da configuração e dos esforços atuantes da ligação. Quando a configuração da ligação é do tipo a) ou b) da Figura 3.11, segundo o Quadro 5.4, $\beta \approx 1$. Se a ligação for do tipo c) ou d) da Figura 3.11 e $M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$, $\beta = 0$, caso $M_{b1,Ed} \neq M_{b2,Ed}$, podem ser usados os valores tabelados no Quadro 5.4 ou de forma mais precisa, as expressões 3.5 ou 3.6 para o cálculo de β_1 (parâmetro de transformação para a ligação da direita) e β_2 (parâmetro de transformação para a ligação da esquerda).

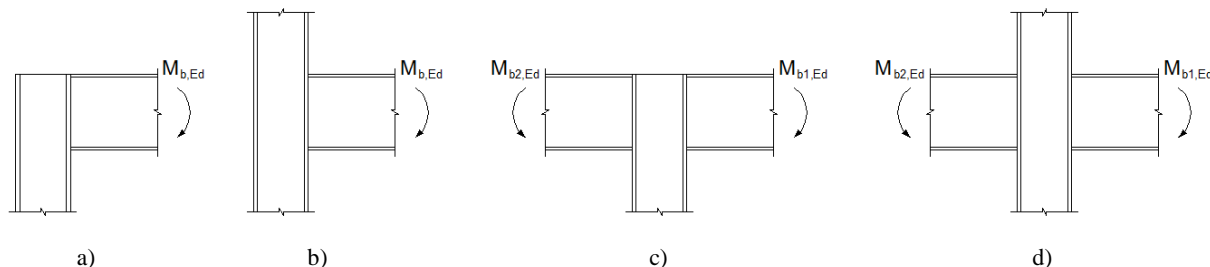


Figura 3.11 – Configurações típicas de ligações viga-pilar.

$$\beta_1 = \left| 1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed} \right| \leq 2 \quad (3.5)$$

$$\beta_2 = \left| 1 - M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed} \right| \leq 2 \quad (3.6)$$

Em que:

$M_{j,b1,Ed} \rightarrow$ momento na interseção aplicado na viga à direita.

$M_{j,b2,Ed} \rightarrow$ momento na interseção aplicado na viga à esquerda.

Quanto ao coeficiente k_{wc} , este é calculado segundo as regras estabelecidas no parágrafo (2) da cláusula 6.2.6.2 do EC3 Parte 1-8 e a tensão de compressão longitudinal máxima na alma do pilar, $\sigma_{com,Ed}$, é dada pela expressão 3.7.

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{N_{c,Ed}}{A_c} + \frac{M_{c,Ed}}{W_{el,y,c}} \quad (3.7)$$

Em que:

$N_{c,Ed} \rightarrow$ esforço axial atuante no pilar;

$M_{c,Ed} \rightarrow$ momento fletor atuante no pilar.

Da mesma forma que a componente 1, a alma do pilar sujeita a compressão transversal também pode ser reforçada quando não tem resistência ou rigidez suficiente para resistir aos esforços a que é solicitada. Com a adição de chapas de alma no pilar, a espessura da alma aumenta nas condições mencionadas no parágrafo (6) da cláusula 6.2.6.2 do EC3 Parte 1-8 e naturalmente, introduzirá variações

em todas as expressões que dependem da espessura da alma (t_{wc} e A_{vc}) para o cálculo de $F_{c,wc,Rd}$. Com a introdução de reforços transversais, $F_{c,wc,Rd}$ é aumentado com $N_{pl,st,Rd}$.

$$N_{pl,st,Rd} = A_{st} f_{y,st} / \gamma_{M0} \quad (3.8)$$

3.3.3.3 Banzo do pilar em flexão transversal (componente 4)

Uma vez que o presente trabalho incide em ligações aparafusadas, a resistência desta componente é calculada com base no modelo *T-stub* equivalente e o seu método de dimensionamento é realizado de acordo com o procedimento apresentado no capítulo 3.3.2. Relativamente ao que já foi descrito, nesta componente realça-se o método de cálculo para o comprimento efetivo, ℓ_{eff} . O comprimento efetivo do banzo do pilar depende das características geométricas do pilar e se este é ou não reforçado. Se o banzo do pilar não for reforçado, ℓ_{eff} é calculado conforme a cláusula 6.2.6.4.1 do EC3 Parte 1-8, caso contrário, ℓ_{eff} é calculado consoante a cláusula 6.2.6.4.2 do mesmo. Com base no Quadro 6.4 e 6.5 do EC3 Parte 1-8, na Figura 3.12 apresenta-se um exemplo de como se devem considerar as linhas de parafusos para cálculo do comprimento efetivo de um banzo não reforçado e de um banzo reforçado.

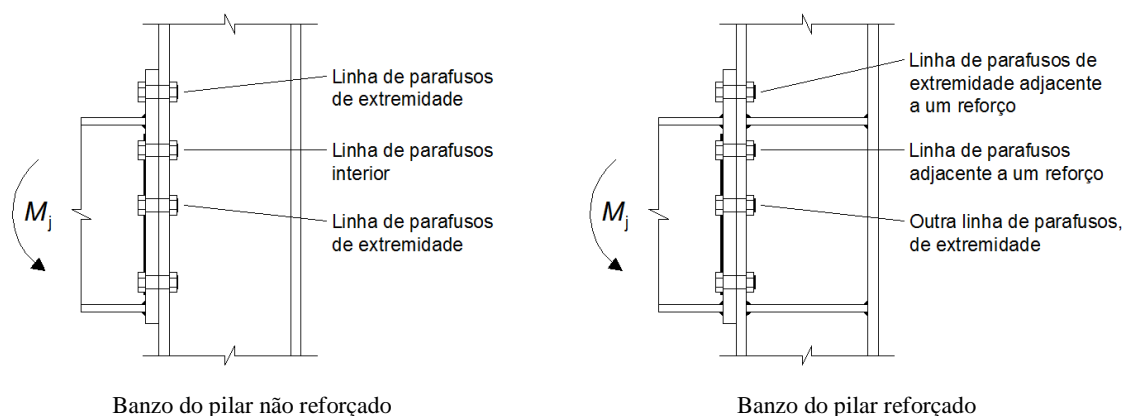


Figura 3.12 - Posição das linhas de parafusos à tração para o banzo de um pilar.

Nota: Relembra-se que a linha de parafusos que se encontra junto ao centro de compressão não entra para os cálculos como tracionada, apesar de estar.

O Quadro 6.4 do regulamento refere que e_1 é a “distância entre os centros dos parafusos da última linha e a extremidade adjacente livre do banzo do pilar, medida na direção do eixo do pilar”, quando o pilar não tem continuidade e acaba ao mesmo nível da chapa de extremidade, e_1 é igual a Figura 3.13 a), quando o pilar tem continuidade, e_1 deve ser considerado igual a Figura 3.13 b). No caso de b), a dimensão e_1 é considerada até ao piso seguinte, ou seja, igual ao pé direito. Esta consideração fará com que e_1 seja tão grande que as equações que contém e_1 da “Linha de parafusos de extremidade” sejam ignoradas quando se calcula o comprimento efetivo destas linhas.

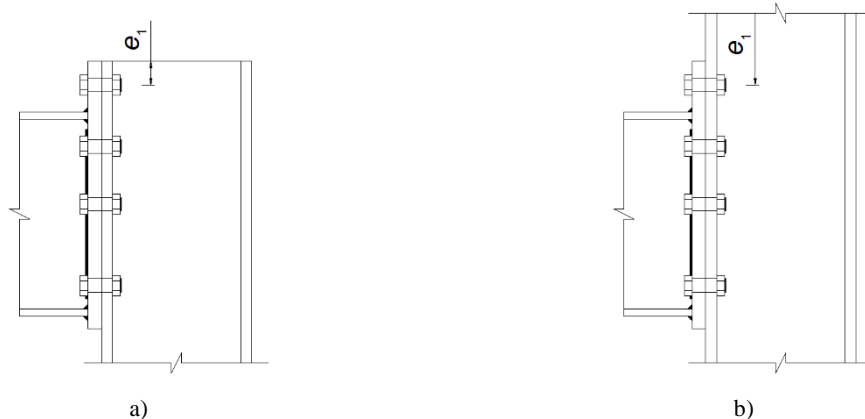


Figura 3.13 – Dimensão e_1 em função da continuidade ou não do pilar.

Em relação ao Quadro 6.5, na Figura 3.14 destaca-se a forma como deve ser interpretada a imagem inferior da figura 6.11 do EC3 Parte 1-8 para o cálculo do valor α .

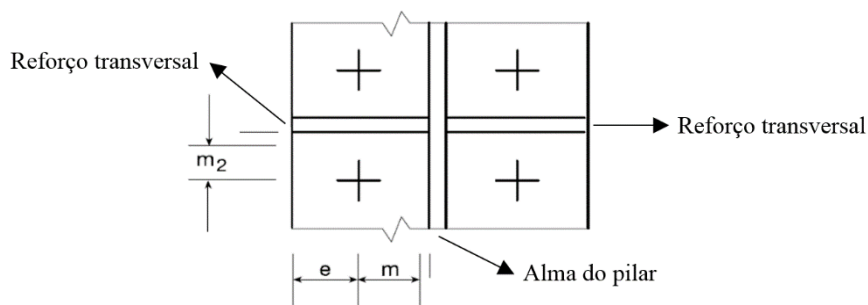


Figura 3.14 – Parâmetros geométricos para o cálculo do valor α (adaptado Fig. 6.11) - [2].

3.3.3.4 Alma do pilar em tração transversal (componente 3)

À semelhança do que acontece na zona inferior do painel de alma do pilar (compressão transversal) para um momento fletor negativo, na zona superior ocorre o mesmo mas com tensões no sentido inverso (tração transversal). Estas tensões de tração na alma do pilar desenvolvem-se na zona compreendida pelas linhas de parafusos que se encontram à tração (ver Figura 3.1). O método de dimensionamento para esta componente apresenta-se na cláusula 6.2.6.3 do EC3 Parte 1-8 e a sua resistência de cálculo é dada pela expressão 3.9.

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (3.9)$$

Em que:

$\omega \rightarrow$ coeficiente de redução que tem em conta os efeitos de interação com o esforço de corte no painel de alma do pilar;
 $b_{\text{eff},t,wc} \rightarrow$ largura efetiva da alma tracionada do pilar.

Quanto aos parâmetros geométricos e mecânicos da expressão 3.9, para ligações aparafusadas, deve ser considerada uma largura efetiva, b_{eff,t,w_c} , para cada linha de parafusos tracionados da ligação. A largura efetiva, b_{eff,t,w_c} , é igual ao menor comprimento efetivo do *T-stub* equivalente que representa o banzo do pilar, considerando que as linhas de parafusos podem atuar isoladamente ou em grupo. Os restantes parâmetros da expressão 3.9 estão definidos com clareza na cláusula supracitada. No que respeita aos reforços, apesar do regulamento referir que se “*poderão utilizar reforços transversais ou chapas de alma adicionais para aumentar a resistência à tração da alma de um pilar*” (ver parágrafo (5) e (6) na cláusula mencionada), para esta componente, não se consideram os reforços transversais (mesmo existindo) a resistir visto que este (reforço transversal superior) não se encontra em toda a zona de tração. Analogamente ao que foi dito na componente 2, com a adição de chapa ou chapas de alma no pilar, a espessura da alma aumenta nas condições do parágrafo (8) da cláusula 6.2.6.3 do EC3 Parte 1-8 e introduzirá variações em todas as expressões que dependem da espessura da alma (t_{w_c} e A_{v_c}) para o cálculo de $F_{t,w_c,Rd}$.

3.3.3.5 Placa de extremidade em flexão (componente 5)

A resistência desta componente segue a mesma linha de cálculo que a componente 4 (ver capítulo 3.3.3.3) mas para o outro lado do banzo do pilar, isto é, na viga. Neste caso, aquilo que era o reforço para a componente 4 agora é o banzo da viga. Para esta componente, o comprimento efetivo, ℓ_{eff} , é obtido de acordo com a cláusula 6.2.6.5 do EC3 Parte 1-8. Com base no Quadro 6.6 do EC3 Parte 1-8, na Figura 3.15 a) dá-se um exemplo de como se devem considerar as linhas de parafusos para cálculo do comprimento efetivo de uma chapa de extremidade e na Figura 3.15 b) destaca-se a forma como deve ser interpretada a imagem inferior da figura 6.11 do EC3 Parte 1-8 para o cálculo do valor α .

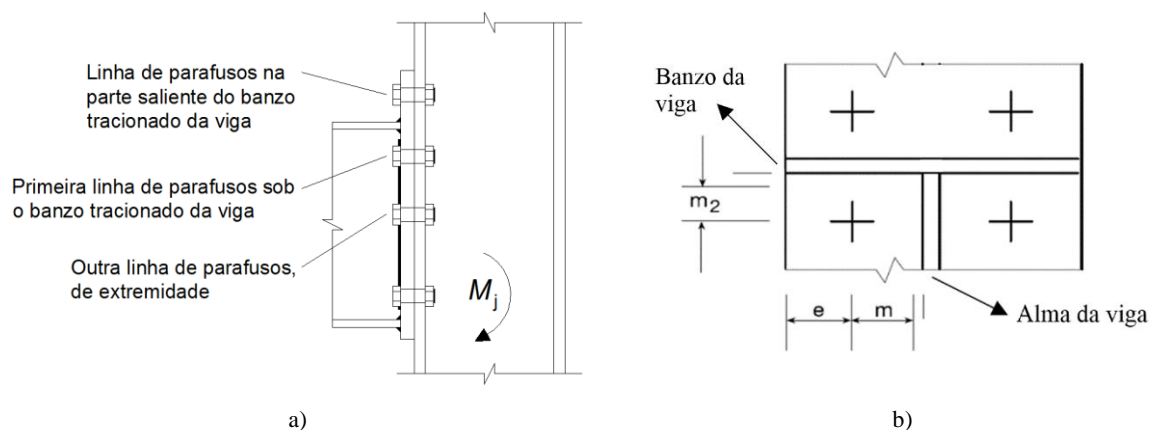


Figura 3.15 – a) Posição das linhas de parafusos à tração para a chapa de extremidade. b) Parâmetros geométricos para o cálculo do valor α (adaptado Fig 6.11) - [2].

3.3.3.6 Banzo e alma da viga em compressão (componente 7)

À semelhança do que acontece na componente 2 (alma do pilar em compressão transversal), as tensões de compressão que ocorrem na alma e banzo inferior da viga provêm do momento fletor negativo. O banzo e alma da viga em compressão são uma componente que atua como um limite de resistência da ligação viga-pilar, fazendo com que esta não seja superior à resistência de cálculo da viga. Note-se que quando a ligação é reforçada com esquadros, a resistência da ligação pode ser superior à resistência de cálculo da viga, ver Figura 3.16 b). Sendo assim e assumindo que tensão de compressão se representa por uma força ao nível do centro de compressão (ver Figura 3.16 a)), a resistência de cálculo à compressão do banzo e alma da viga combinados é determinado pela expressão 3.10 (ver cláusula 6.2.6.7 do EC3 Parte 1-8).

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb}) \quad (3.10)$$

Em que:

$M_{c,Rd}$ → momento resistente de cálculo da viga, reduzido se necessário para ter em conta o esforço de corte.

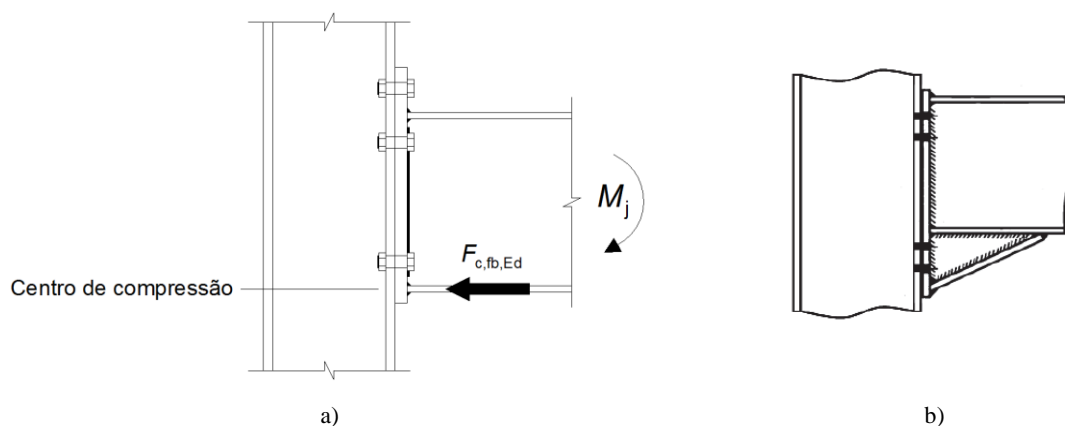


Figura 3.16 – a) Força de compressão atuante no banzo e alma da viga (adaptado Fig. 3.24) - [19]. b) Viga reforçada com esquadro [7].

O momento resistente de cálculo da viga, $M_{c,Rd}$, é calculado de acordo com o parágrafo (2) da cláusula 6.2.5 do EC3 Parte 1-1. Se porventura o esforço transversal atuante for superior a metade do esforço transversal resistente da viga, o momento resistente de cálculo da viga deve ser reduzido segundo o parágrafo (5) da cláusula 6.2.8 do EC3 Parte 1-1.

3.3.3.7 Alma da viga em tração (componente 8)

O processo de dimensionamento da alma da viga em tração segue a mesma filosofia da alma do pilar em tração transversal (componente 3), a componente 8 depende do comprimento efetivo, ℓ_{eff} , da chapa de extremidade em flexão (componente 5) da mesma forma que a componente 3 depende do

comprimento efetivo, ℓ_{eff} , do banzo do pilar em flexão (componente 4). A resistência de cálculo à tração da alma da viga, $F_{t,wb,Rd}$, é dada pela expressão 3.11, ver clausula 6.2.6.8 do EC3 Parte 1-8. Realça-se ainda que no caso de uma ligação com chapa de extremidade estendida, esta componente não deve ser contabilizada acima do banzo da viga visto que nesta zona não existe alma tracionada, ver Figura 3.3.

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (3.11)$$

Em que:

$b_{\text{eff},t,wb} \rightarrow$ largura efetiva da alma tracionada da viga.

3.3.3.8 Parafusos à tração (componente 10)

Os parafusos à tração são uma componente que, em termos de resistência, não tem uma influência isolada (como componente) no momento resistente da ligação como as restantes componentes. A resistência dos parafusos à tração surge nos cálculos dos modos de rotura 2 e 3 das componentes que são calculadas com base no modelo *T-stub* equivalente. A resistência de cálculo dos parafusos à tração, $F_{t,Rd}$, é dada pela expressão 3.12, ver Quadro 3.4 do EC3 Parte 1-8. No entanto, a resistência ao punçoamento do banzo do pilar ou chapa de extremidade deve ser tomada em conta no cálculo da resistência dos parafusos à tração, apesar de não ser considerada como um componente básico das ligações no Quadro 6.1 do EC3 Parte 1-8 (ver Figura 3.17). A resistência de cálculo do banzo do pilar ou da chapa de extremidade ao punçoamento, $B_{p,Rd}$, é dada pela expressão 3.13 e a resistência dos parafusos à tração não deve ser superior à resistência do banzo do pilar ou da chapa de extremidade ao punçoamento, ver expressão 3.14.

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.12)$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.13)$$

$$F_{t,Rd} \leq B_{p,Rd} \quad (3.14)$$

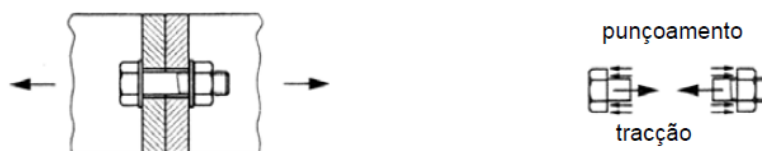


Figura 3.17 - Distribuição de forças em ligações aparafusadas sujeitas à tração [6].

3.3.4 Verificação da segurança à flexão

Uma ligação verifica a segurança à flexão quando se cumpre a seguinte condição:

$$M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \quad (3.15)$$

Em que:

$M_{j,Ed}$ → momento fletor atuante na ligação;

$M_{j,Rd}$ → momento resistente de cálculo da ligação.

O valor de cálculo do momento resistente de uma ligação é definido com base na resistência de cálculo das componentes básicas aos esforços que lhe são impostos (forças internas). Estas componentes são organizadas em grupos (tração, compressão e corte) e em função das resistências de cálculo mínimas de cada grupo, caracteriza-se o momento resistente da ligação. O método para a determinação do momento resistente de cálculo de uma ligação, $M_{j,Rd}$, encontra-se apresentado na cláusula 6.2.7.2 do EC3 Parte 1-8 e o seu valor é dado pela expressão 3.16.

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (3.16)$$

Em que:

$F_{tr,Rd}$ → valor de cálculo da resistência à tração efetiva da fiada de parafusos r ;

h_r → distância entre a fiada de parafusos r e o centro de compressão;

r → número da linha de parafusos.

Em ligações aparafusadas, as linhas são numeradas a partir da linha mais afastada do centro de compressão e este, deve ser considerado como alinhado com o plano situado a meio da espessura do banzo comprimido do elemento ligado (ver Figura 3.16 a)). Juntamente com o descrito no capítulo 3.3.2.1, para a forma como se deve proceder na consideração das linhas que são isoladas ou como parte de um grupo para a determinação da resistência de cálculo à tração das linhas de parafusos, nos pontos que seguem descreve-se o processo de cálculo da resistência à tração efetiva de cada uma dessas linhas.

- 1) A resistência à tração efetiva de cada linha de parafusos, $F_{tr,Rd}$, é igual à menor resistência de cálculo entre as componentes 3,4,5 e 8, calculadas como linhas isoladas ou como parte de um grupo. Lembra-se que no caso de uma ligação com chapa de extremidade estendida, para a linha de parafusos fora do banzo da viga a componente 8 é excluída;
- 2) Para que se garanta o equilíbrio de forças e a maximização do momento resistente, a soma da resistência à tração efetiva das linhas de parafusos tem de ser igual à menor resistência de cálculo entre as componentes 2, 7 e componente 1 / β (ver capítulo 3.3.3.2 para cálculo do parâmetro β);
- 3) Se o somatório das forças de tração ultrapassar a menor das resistências mencionadas no ponto 2, a resistência das linhas de parafusos tem de ser reduzida até igualar essa resistência. Esta redução começa pela linha mais próxima do centro de compressão e assim sucessivamente até atingir a igualdade.

3.3.5 Verificação da segurança ao esforço transversal

Uma ligação verifica a segurança ao esforço transversal quando se cumpre a seguinte condição:

$$V_{j,Ed} \leq V_{j,Rd} \quad (3.17)$$

Em que:

$V_{j,Ed}$ → esforço transversal atuante na ligação;

$V_{j,Rd}$ → resistência de cálculo da ligação ao esforço transversal.

Em ligações aparafusadas com chapa de extremidade, a resistência ao esforço transversal de uma ligação é dada pela menor resistência entre os parafusos e os cordões de soldadura sujeitos ao corte. No entanto, neste ponto a verificação da segurança ao esforço transversal centra-se na resistência dos parafusos e a resistência das soldaduras ao corte é abordada no capítulo 3.3.6. A resistência ao esforço transversal de uma ligação, $V_{j,Rd}$, é dada pela soma referida na linha do esforço transversal da Tabela 3.1. A resistência de cálculo dos parafusos ao corte, $F_{v,Rd}$, é dada pela expressão 3.18, ver Quadro 3.4 do EC3 Parte 1-8. De forma similar ao que se verifica no capítulo 3.3.3.8, a resistência ao esmagamento também deve ser tomada em conta no cálculo da resistência dos parafusos ao corte (ver Figura 3.18). A resistência de cálculo ao esmagamento, $F_{b,Rd}$, é dada pela expressão 3.19 e a resistência dos parafusos ao corte não deve ser superior à resistência ao esmagamento, ver expressão 3.20.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (3.18)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (3.19)$$

$$F_{v,Rd} \leq F_{b,Rd} \quad (3.20)$$

Em que:

A → por simplificação e pelo lado da segurança, $A = A_s$;

α_v → para classes 4.6, 5.6 e 8.8, $\alpha_v = 0,6$ / para classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9, $\alpha_v = 0,5$;

k_1 e α_b → ver Quadro 3.4 do EC3 Parte 1-8.

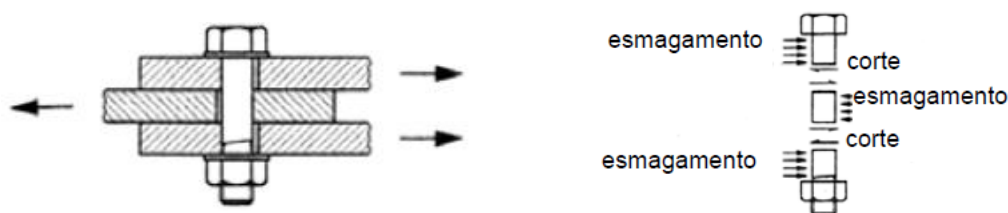


Figura 3.18 - Distribuição de forças em ligações aparafusadas sujeitas ao corte [6].

3.3.6 Verificação da resistência dos cordões de soldadura

A verificação da resistência dos cordões de soldadura pode ser dimensionada pelo método direcional, descrito na cláusula 4.5.3.2 do EC3 Parte 1-8, ou pelo método simplificado, descrito na cláusula 4.5.3.3.

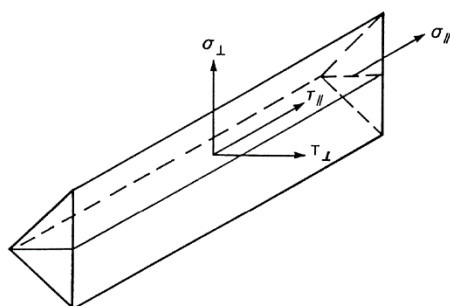
O método adotado neste trabalho foi o método direcional. Antes da descrição do método, na Tabela 3.3 expõem-se as características geométricas que os cordões de soldadura devem respeitar.

Tabela 3.3 – Características geométricas dos cordões de soldadura.

Espessura mínima	3mm (ver Cl. 4.5.2 (2) do EC3 Parte 1-8)
Espessura máxima ^(*)	0,7 x [menor espessura dos elementos a ligar]
Comprimento mínimo	max [30mm ; 6a] (ver Cl. 4.5.1 (2) do EC3 Parte 1-8)
Comprimento efetivo, l_{eff}	$l_{eff} = l - 2a$ (ver Cl. 4.5.1 (1) do EC3 Parte 1-8)
Área efetiva, A_w	$A_w = \sum a l_{eff}$ (ver Cl. 4.5.3.2 (2) do EC3 Parte 1-8)

(*) Regra usada em projetos de estruturas metálicas.

O método direcional consiste na decomposição dos esforços nas soldaduras em componentes paralelas e transversais ao eixo longitudinal da soldadura, segundo as direções perpendiculares e transversais ao plano que define a espessura do cordão. Desta forma, é necessário considerar as tensões atuantes nessas direções: as tensões normais e de corte (ver Figura 3.19).



σ_{\perp} → Tensão normal perpendicular à espessura;
 σ_{\parallel} → Tensão normal paralela ao eixo da soldadura;
 τ_{\perp} → Tensão de corte (no plano da espessura) perpendicular ao eixo da soldadura;
 τ_{\parallel} → Tensão de corte (no plano da espessura) paralela ao eixo da soldadura.

Figura 3.19 - Tensões no plano que define um cordão de soldadura.

O valor de cálculo da resistência das soldaduras é suficiente se forem satisfeitas as condições impostas na expressão 3.21.

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{e} \quad \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad (3.21)$$

Em que:

f_u → tensão de rotura do aço mais fraco entre a viga e a placa de extremidade;

β_w → fator de correlação obtido no Quadro 4.1 do EC3 Parte 1-8.

A verificação da resistência ao momento fletor é efetuada com as soldaduras do banzo superior da viga (quando o momento fletor é negativo) e a verificação da resistência ao esforço transversal com as soldaduras da alma da viga. Todavia, por vezes as soldaduras do banzo da viga não são suficientes para transmitir o momento fletor e assim sendo, é necessário considerar também as soldaduras da alma da

viga para resistir ao momento fletor. Para estas verificações é essencial ter em conta as linhas relativas aos momentos fletores e esforço transversal da Tabela 3.1. A verificação da resistência ao momento fletor deve seguir os seguintes pontos (a Figura 3.20 serve de apoio a estes pontos):

- 1) Cálculo da força de tração, F_T , atuante nas soldaduras [$F_T = M_{j,Rd} / (h_b - t_{fb})$];
- 2) Verificar se a espessura do cordão de soldadura está dentro dos limites estabelecidos na Tabela 3.3.
- 3) Verificar se os comprimentos efetivos, l_{eff} , das soldaduras do banzo superior da viga são superiores ao comprimento mínimo definido na Tabela 3.3. Se l_{eff} for inferior ao comprimento mínimo, as soldaduras não devem ser contabilizadas para a resistência;
- 4) Cálculo da área efetiva, A_w (ver Tabela 3.3), e das tensões τ_{\perp} e σ_{\perp} [$\tau_{\perp} = (F_T / A_w) \cos(45)$; $\sigma_{\perp} = (F_T / A_w) \sin(45)$]. A tensão τ_{\parallel} é igual a zero porque neste caso, não existe. A tensão σ_{\parallel} não se considera na determinação da resistência da soldadura (ver Cl. 4.5.3.2 (5) do EC3 Parte 1-8);
- 5) Verificação das condições da expressão 3.21.

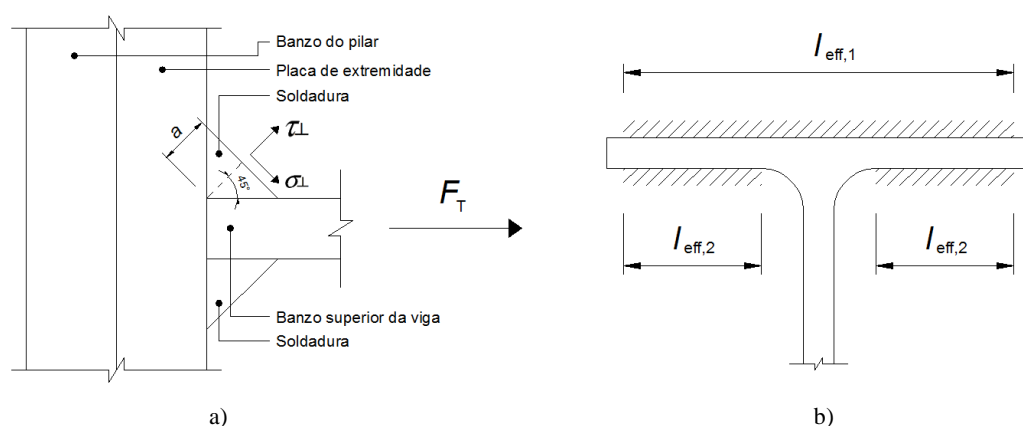


Figura 3.20 – a) Corte longitudinal do banzo da viga. b) Corte transversal da viga (vista superior).

A verificação da resistência ao esforço transversal deve seguir os seguintes pontos. Nesta verificação considera-se a necessidade de usar as soldaduras da alma da viga para o momento fletor. A Figura 3.21 serve de apoio a estes pontos.

- 1) Cálculo da força de tração atuante nas soldaduras da alma da viga, $F_{T,wb}$. Esta força só existe se houver necessidade de considerar as soldaduras da alma a resistir ao momento fletor, caso contrário, este ponto deve ser ignorado.

$$F_{T,wb} = F_T - F_{T,fb,max} \quad (3.22)$$

Em que:

$F_{T,fb,max}$ → força de tração máxima que as soldaduras do banzo da viga aguentam.

- 2) Verificar se a espessura do cordão de soldadura está dentro dos limites estabelecidos na Tabela 3.3.
- 3) Verificar se os comprimentos efetivos, l_{eff} , das soldaduras da alma da viga são superiores ao comprimento mínimo definido na Tabela 3.3. Se l_{eff} for inferior ao comprimento mínimo, as soldaduras não devem ser contabilizadas para a resistência;
- 4) Cálculo da área efetiva, A_w (ver Tabela 3.3), e das tensões τ_{\perp} , σ_{\perp} e τ_{\parallel} [$\tau_{\perp} = (F_T / A_w) \cos(45)$; $\sigma_{\perp} = (F_T / A_w) \sin(45)$; $\tau_{\parallel} = V_{j,Ed} / A_w$]. As tensões τ_{\perp} e σ_{\perp} são iguais a zero quando não há necessidade de considerar as soldaduras da alma para resistir ao momento fletor. A tensão σ_{\parallel} não se considera na determinação da resistência da soldadura (ver Cl. 4.5.3.2 (5) do EC3 Parte 1-8);
- 5) Verificação das condições da expressão 3.21.

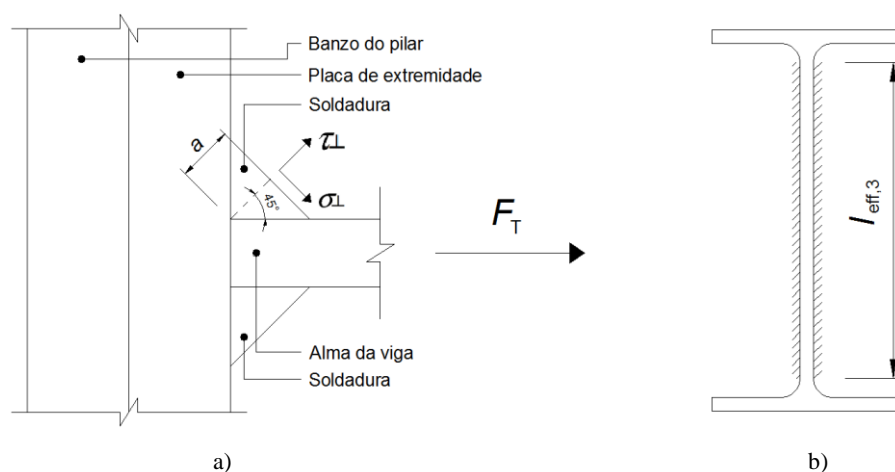


Figura 3.21 – a) Corte (planta) longitudinal da alma da viga. b) Corte transversal da viga.

3.4 Rigidez de rotação

A rigidez de rotação de uma ligação obtém-se a partir da flexibilidade das componentes básicas que contribuem para a deformação da ligação. Estas componentes são representadas através de coeficientes de rigidez elástica que são associados em série e em paralelo. O método de dimensionamento da rigidez de rotação especifica-se na cláusula 6.3 do EC3 Parte 1-8 e só é válido se o esforço axial no elemento ligado for inferior a 5% do esforço axial resistente plástico, $N_{pl,Rd}$, da sua secção transversal. Verificando-se esta condição, a rigidez de rotação inicial, $S_{j,ini}$, é dada pela expressão 3.23.

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3.23)$$

Em que:

$k_i \rightarrow$ coeficiente de rigidez do componente básico i , da ligação;

$z \rightarrow$ braço do binário, ver figura 6.15 do EC3 Parte 1-8;

$\mu \rightarrow$ relação de rigidez $S_{j,ini} / S_j$. Para a rigidez de rotação inicial, $S_{j,ini}$, da ligação, $\mu = 1$.

Em relação às ligações aparafusadas com chapa de extremidade, a expressão 3.23 é de aplicação direta quando a ligação tem apenas uma linha de parafusos tracionados. Com base no Quadro 6.10 do EC3 Parte 1-8, na Figura 3.22 definem-se as componentes básicas ativas, k_i , para o cálculo da rigidez de rotação de uma ligação viga-pilar, com viga num só lado e uma linha de parafusos tracionados. No modelo mecânico simplificado da Figura 3.22 e na expressão 3.24, evidencia-se a ausência das componentes 7 e 8 (banzo e alma da viga em compressão e alma da viga em tração) porque os seus coeficientes de rigidez são iguais ao infinito e como tal, não é necessária a sua consideração no cálculo da rigidez de rotação inicial, $S_{j,ini}$.

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\mu \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}} \right)} \quad (3.24)$$

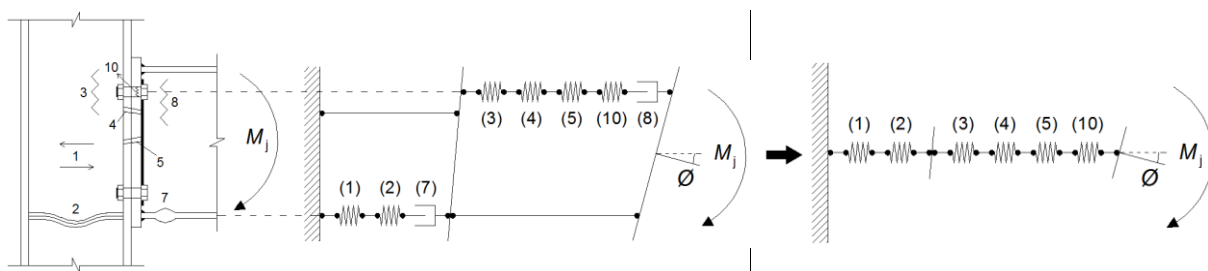


Figura 3.22 – Modelo mecânico de uma ligação viga-pilar com uma linha de parafusos tracionados.

Nas situações em que as ligações têm duas ou mais linhas de parafusos tracionados, a expressão 3.23 já não pode ser aplicada diretamente e os componentes básicos relativos a todas essas linhas deverão ser representados por um único coeficiente de rigidez equivalente, k_{eq} . O método de dimensionamento a seguir para o cálculo deste coeficiente, k_{eq} , é detalhado na cláusula 6.3.3.1 do EC3 Parte 1-8 e na Figura 3.23. Com o apoio do Quadro 6.10 do EC3 Parte 1-8, na expressão 3.25 definem-se os coeficientes de rigidez, k_i , a considerar para o cálculo da rigidez de rotação de uma ligação viga-pilar com viga num só lado e duas linhas de parafusos tracionados. As componentes 7 e 8 são excluídas pelo mesmo motivo mencionado no parágrafo anterior (ver Quadro 6.11 nota 4 do regulamento).

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\mu \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}} \right)} \quad (3.25)$$

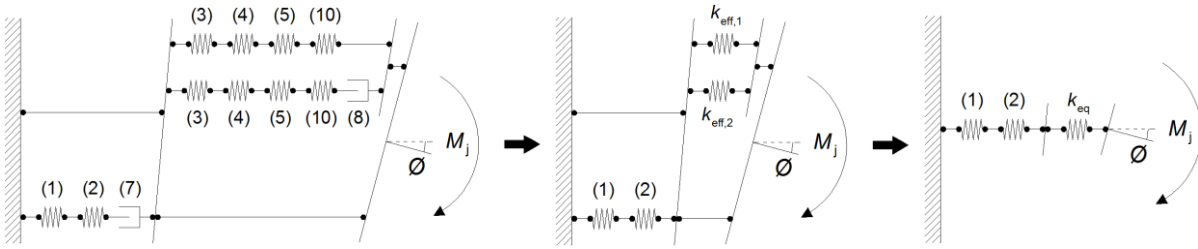


Figura 3.23 - Modelo mecânico de uma ligação viga-pilar com duas linhas de parafusos tracionados.

Relativamente às ligações nas condições do parágrafo anterior, é importante frisar que nos casos em que a soma das resistências à tração efetiva das linhas de parafusos é de tal forma reduzida (ver capítulo 3.3.4) que em 3 linhas de parafusos consideradas à tração se verifique que na realidade apenas 2 estão à tração (por exemplo), nos cálculos da rigidez de rotação devem então ser consideradas apenas essas 2 linhas de parafusos à tração. Os coeficientes de rigidez, k_i , dos componentes básicos das ligações citados nos parágrafos anteriores são calculados de acordo com Quadro 6.11 do EC3 Parte 1-8.

3.5 Curva momento-rotação

De acordo com o capítulo 2.4.1.1, a rigidez de rotação a considerar numa análise elástica é $S_{j,ini}$ para $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$ ou como simplificação, $S_{j,ini} / \eta$ para $M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$. Assim, para se conseguir definir a curva momento-rotação de uma ligação, considera-se a rigidez de rotação, $S_{j,ini} / \eta$, para a sua caracterização e daqui resulta uma aproximação bilinear da curva, ver Figura 3.24 a). No entanto, segundo Zoetemeijer, uma ligação metálica com placa de extremidade tem um comportamento linear até $2/3$ de $M_{j,Rd}$ [6]. Posto isto e sabendo que a rigidez de rotação inicial, $S_{j,ini}$, define um melhor comportamento da ligação até $2/3 M_{j,Rd}$, verifica-se que uma aproximação trilinear da curva é mais exata, ver Figura 3.24 b).

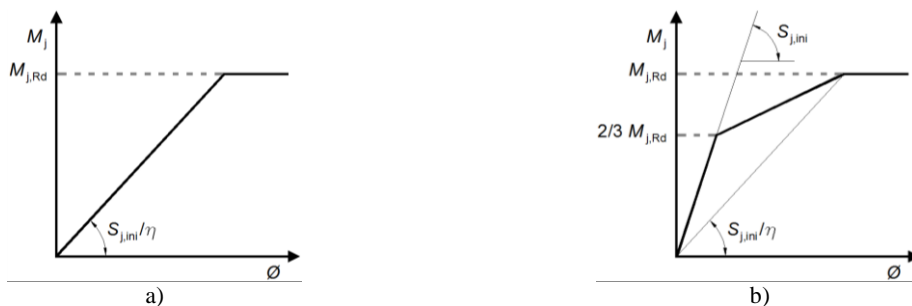


Figura 3.24 – a) Aproximação bilinear (a) e trilinear (b) da curva momento-rotação.

3.6 Dimensionamento de uma ligação viga-pilar aparafusada com placa de extremidade

Apresenta-se de seguida um exemplo do processo de análise e dimensionamento de uma ligação viga-pilar, com placa de extremidade, através do método das componentes proposto pelo EC3 Parte 1-8.

3.6.1 Características da ligação

O exemplo que se pretende mostrar refere-se a uma ligação viga-pilar reforçada (reforços transversais + chapa de alma adicional num lado do pilar) com vigas de alturas diferentes em cada lado do pilar e com continuidade de pilar. Este exemplo diz respeito à ligação viga-pilar à direita (HEB 180 - IPE 270), pelo que apenas se verificam os elementos constituintes da ligação à direita do pilar, ver Figura 3.25.

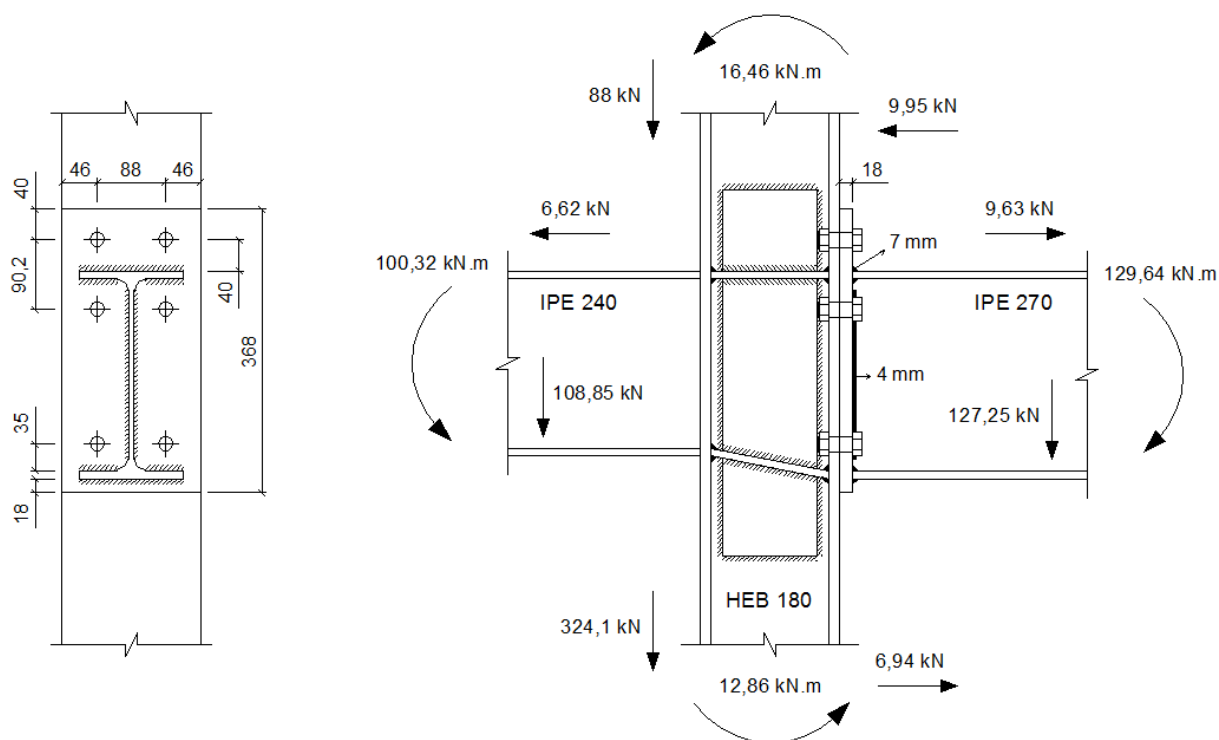


Figura 3.25 - Geometria da ligação.

O pilar desta ligação tem 3 m de comprimento e a viga tem 6 m de comprimento. Os perfis (ver características na Tabela 3.4) e placa de extremidade são da classe S 275 e os parafusos têm diâmetro M 20 e são da classe 10.9 (ver características na Tabela 3.5). Relativamente aos reforços, a chapa de alma adicional tem as dimensões 475 x 122 x 8,5 mm e classe S 275, os reforços transversais têm espessura de 10,2 mm e classe S 275, e as soldaduras de ambos os reforços têm 7 mm de espessura.

Tabela 3.4 – Características mecânicas e geométricas dos perfis [21].

Perfis	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)	d (mm)	P_{min} (mm)	P_{max} (mm)
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	45,9	219,6	72	72
HEB 180	180	180	8,5	14	15	65,3	122	88	92

Perfis	I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	f_u (MPa)	Classe (Flexão pura)
IPE 270	5790	429	484	430	1
HEB 180	3831	425,7	481,4	430	1

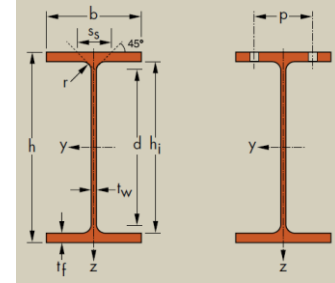
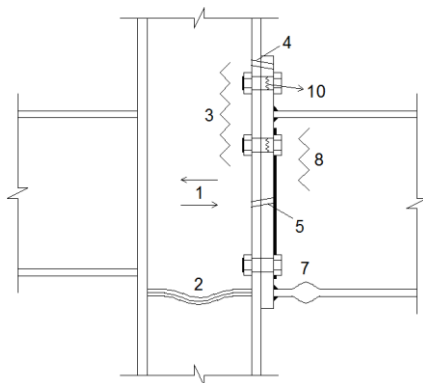


Tabela 3.5 - Características mecânicas e geométricas dos parafusos [22].

Parafuso	Classe	d_p (mm)	d_o (mm)	A_s (mm ²)	k (mm)	e (mm)	d_m (mm)
M 20	10.9	20	22	245	12,5	33,53	30

3.6.2 Identificação das componentes ativas

Analisando a Figura 3.25, verifica-se que a ligação se encontra sujeita a momentos negativos e daqui conclui-se que as componentes situadas na zona do banzo inferior da viga estão em compressão e as componentes da zona superior do banzo da viga estão sujeitas à tração. O procedimento de cálculo das componentes é agrupado em grupos (de corte, tração e compressão), tendo em vista simplificar os cálculos dado que há componentes que dependem umas das outras dentro do mesmo grupo. Na Figura 3.26 identificam-se as componentes que influenciam o momento resistente e a rigidez de rotação da ligação. Nesta figura não se representaram os reforços porque estes não permitiam a correta identificação das componentes.



Componentes Ativas

1. Painel de alma do pilar ao corte
2. Alma do pilar em compressão transversal
3. Alma do pilar em tração transversal
4. Banzo do pilar em flexão transversal
5. Placa de extremidade em flexão
7. Banzo e alma da viga em compressão
8. Alma da viga em tração
10. Parafusos à tração

Figura 3.26 – Identificação das componentes ativas da ligação.

3.6.3 Valor de cálculo da resistência das componentes

3.6.3.1 Componentes na zona de corte

Componente 1 – Painel de alma do pilar ao corte (ver Cl. 6.2.6.1 EC3 Parte 1-8)

1) Verificação da esbelteza da alma do pilar, $d_c / t_{wc} \leq 69\varepsilon$:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{y,wc}}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924 \quad (3.26) \quad \frac{d_c}{t_{wc}} = \frac{122}{8,5} = 14,35 \leq 69 \times 0,924 = 63,78 \quad (3.27)$$

Verificada a condição, o método de dimensionamento disposto na Cl. 6.2.6.1 é aplicável.

2) Cálculo da área de corte do pilar, A_{vc} (ver Cl. 6.2.6 (3) a) do EC3 Parte 1-1):

$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 65,3 \times 10^2 - 2 \times 180 \times 14 + (8,5 + 2 \times 15) \times 14 = 2029 \text{ mm}^2 \quad (3.28)$$

Devido à chapa de alma adicional considerada no pilar da ligação, a área de corte, A_{vc} , tem de ser aumentada de $b_s t_{wc}$, obtendo-se:

$$A_{vc} + b_s t_{wc} = 2029 + 122 \times 8,5 = 3066 \text{ mm}^2 \quad (3.29)$$

3) Resistência de cálculo da alma do pilar ao corte, $V_{wp,Rd}$:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 275 \times 10^3 \times 3066 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1} = 438,1 \text{ kN} \quad (3.30)$$

4) Como esta ligação também contém reforços transversais, $V_{wp,Rd}$ deve ser aumentado de $V_{wp,add,Rd}$. Para se calcular este aumento, $V_{wp,add,Rd}$, têm de ser previamente calculados os momentos resistentes plásticos do banzo do pilar, $M_{pl,fc,Rd}$, e dos reforços transversais, $M_{pl,st,Rd}$.

$$M_{pl,fc,Rd} = W_{pl,fc} f_{y,fc} = \frac{b_{fc} t_{fc}^2}{4} f_{y,fc} = \frac{(180 \times 10^{-3}) \times (14 \times 10^{-3})^2}{4} \times 275 \times 10^3 = 2,43 \text{ kN.m} \quad (3.31)$$

$$M_{pl,st,Rd} = W_{pl,st} f_{y,st} = \frac{b_{st} t_{st}^2}{4} f_{y,st} = \frac{(156,5 \times 10^{-3}) \times (10,2 \times 10^{-3})^2}{4} \times 275 \times 10^3 = 1,12 \text{ kN.m} \quad (3.32)$$

Em que:

$b_{st} = b_c - t_{wc} - r_c$; Esta expressão foi criada de forma conservativa e aproximada para ter em conta a espessura da chapa de alma adicional no pilar dos dois lados, mesmo que elas não existam.

Verificação da condição imposta na expressão 6.8 do EC3 Parte 1-8:

$$V_{wp,add,Rd} = 4M_{pl,fc,Rd} / d_s \leq (2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}) / d_s$$

$$V_{wp,add,Rd} = 4 \times 2,43 / ((270 - 10,2) \times 10^{-3}) \leq (2 \times 2,43 + 2 \times 1,12) / ((270 - 10,2) \times 10^{-3}) \quad (3.33)$$

$$V_{wp,add,Rd} = 37,41 \text{ kN} \leq 27,33 \text{ kN} \Leftrightarrow V_{wp,add,Rd} = 27,33 \text{ kN}$$

5) Resistência de cálculo total da alma do pilar ao corte:

$$V_{wp,Rd} + V_{wp,add,Rd} = 438,1 + 27,33 = 465,4 \text{ kN} \quad (3.34)$$

3.6.3.2 Componentes na zona de compressão

Componente 2 – Alma do pilar em compressão transversal (ver Cl. 6.2.6.2 EC3 Parte 1-8)

1) Visto que se trata de uma ligação aparafusada com chapa de extremidade, a largura efetiva da alma comprimida do pilar, $b_{eff,c,wc}$, é a seguinte:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p = 10,2 + 2 \times \sqrt{2} \times 7 + 5 \times (14 + 15) + 18 = 193 \text{ mm} \quad (3.35)$$

Em que:

$s \rightarrow r$ do pilar na Tabela 3.4;

$s_p \rightarrow$ comprimento obtido por difusão a 45° na chapa de extremidade (no mínimo t_p e, desde que o comprimento da chapa de extremidade para além do banzo seja suficiente, até $2t_p$). Adotado t_p .

2) Valor do parâmetro de transformação β (neste será calculado β_1 , valor do parâmetro de transformação β para a junta da direita. Ver Cl. 5.3 (7) do EC3 Parte 1-8):

$$\beta_1 = \left| 1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed} \right| = \left| 1 - (-100,32) / (-129,64) \right| = 0,226 \quad (3.36)$$

Em que:

$M_{j,b1,Ed} \rightarrow$ momento na interseção aplicado pela viga do lado direito;

$M_{j,b2,Ed} \rightarrow$ momento na interseção aplicado pela viga do lado esquerdo.

3) Calculado o valor do parâmetro de transformação β , através do Quadro 6.3 do EC3 Parte 1-8 conclui-se que o coeficiente de redução ω , para ter em conta a interação com o esforço de corte no painel de alma do pilar, é igual a 1.

4) Coeficiente de redução para o enfunamento da chapa, ρ :

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) = d_c = 122 \text{ mm} \quad (3.37)$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{193 \times 10^{-3} \times 122 \times 10^{-3} \times 275 \times 10^3}{210 \times 10^6 \times (12,75 \times 10^{-3})^2}} = 0,406 \quad (3.38)$$

Em que:

$t_{wc} \rightarrow$ Devido à chapa de alma adicional no pilar, a espessura da alma do pilar é majorada de $1,5 t_{wc}$ (ver Cl. 6.2.6.2 (6) do EC3 Parte 1-8).

Como $\bar{\lambda}_p = 0,406 \leq 0,72$, o coeficiente de redução para o enfunamento da chapa ρ é igual a 1,0.

5) Coeficiente de redução, k_{wc} :

Para o cálculo de k_{wc} é necessário conhecer a tensão de compressão máxima na alma, $\sigma_{\text{com,Ed}}$, devido ao esforço axial de compressão (324,1 kN) e ao momento fletor (29,32 kN.m) a que o pilar está sujeito (o peso próprio do pilar é desprezado).

$$\sigma_{\text{com,Ed}} = \frac{N_{c,Ed}}{A_c} + \frac{M_{c,Ed}}{W_{el,y,c}} = \left(\frac{324,1}{65,3 \times 10^{-4}} + \frac{|129,64 - 100,32|}{425,7 \times 10^{-6}} \right) \times 10^{-3} = 118,5 \text{ MPa} \quad (3.39)$$

Em que:

$N_{c,Ed} \rightarrow$ esforço axial atuante no pilar;

$M_{c,Ed} \rightarrow$ momento fletor atuante no pilar.

Visto que $118,5 \text{ MPa} \leq 275 \text{ MPa}$, as tensões distribuem-se em regime elástico (ver Figura 3.27).

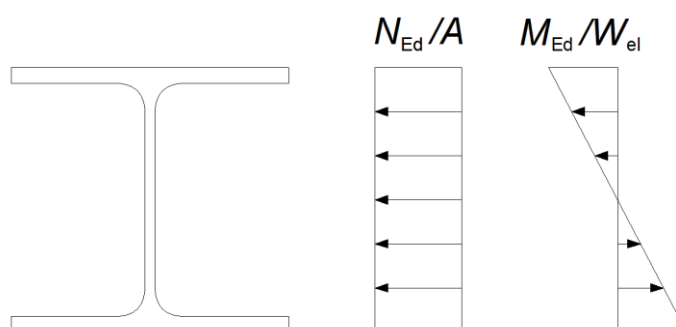


Figura 3.27 – Distribuição de tensões no pilar em regime elástico.

Como $\sigma_{\text{com,Ed}} = 118,5 \text{ MPa} \leq 0,7 \times 275 = 192,5 \text{ MPa}$, k_{wc} é igual a 1.

6) Resistência da alma do pilar à compressão transversal, $F_{c,wc,Rd}$:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \times 1 \times 1 \times 193 \times 10^{-3} \times 12,75 \times 10^{-3} \times 275 \times 10^3}{1} = 676,7 \text{ kN} \quad (3.40)$$

7) Cálculo da resistência do reforço transversal à compressão, $N_{pl,st,Rd}$:

$$N_{pl,st,Rd} = A_{st} f_{y,st} / \gamma_{M0} = (156,5 \times 10,2) \times 275 \times 10^{-3} / 1 = 439 \text{ kN} \quad (3.41)$$

8) Resistência total da alma do pilar à compressão transversal:

$$F_{c,wc,Rd} + N_{pl,st,Rd} = 676,7 + 439 = 1115,7 \text{ kN} \quad (3.42)$$

Componente 7 – Banzo e alma da viga em compressão (ver Cl. 6.2.6.7 EC3 Parte 1-8)

1) Cálculo da área de corte da viga, A_{vb} (ver Cl. 6.2.6 (3) a) do EC3 Parte 1-1):

$$A_{vb} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_{vb} = 45,9 \times 10^2 - 2 \times 135 \times 10,2 + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 = 2209 \text{ mm}^2 \quad (3.43)$$

2) Cálculo do esforço transversal resistente plástico da viga, $V_{b,Rd}$ (ver Cl. 6.2.6 (2) do EC3 Parte 1-1):

$$V_{b,Rd} = \frac{A_{vb} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2209 \times 10^{-6} \times (275 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1} = 350,8 \text{ kN} \quad (3.44)$$

3) Verificação da necessidade de reduzir o momento resistente da viga tendo em conta o esforço transversal atuante (ver Cl. 6.2.8 (1), (2) e (3) do EC3 Parte 1-1).

$$\frac{V_{b,Rd}}{2} \geq V_{b,Ed} = \frac{350,8}{2} \geq V_{b,Ed} = 175,4 \text{ kN} \geq 127,25 \text{ kN} \quad (3.45)$$

Verificada a condição, não é necessário reduzir o momento resistente da viga.

4) Cálculo do momento resistente da viga, $M_{b,Rd}$.

Visto que o perfil IPE 270 sujeito à flexão pura é de Classe 1, o momento resistente da viga é o seguinte:

$$M_{c,Rd} = M_{b,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 133,1 \text{ kN.m} \quad (3.46)$$

5) Resistência do banzo inferior e alma da viga em compressão, $F_{c,fb,Rd}$:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} = \frac{133,1}{(270 - 10,2) \times 10^{-3}} = 512,3 \text{ kN} \quad (3.47)$$

3.6.3.3 Componentes na zona de tração

Para o cálculo da resistência das componentes que se seguem, considera-se que o centro de compressão da viga se situa a meio do banzo inferior (ver Figura 6.15 d) do EC3 Parte 1-8) e das 3 linhas de parafusos existentes na ligação consideram-se somente as duas primeiras linhas tracionadas. A 3ª linha é usada para os cálculos de resistência ao corte (ver capítulo 3.3.2.1).

1ª linha de parafusos tracionados

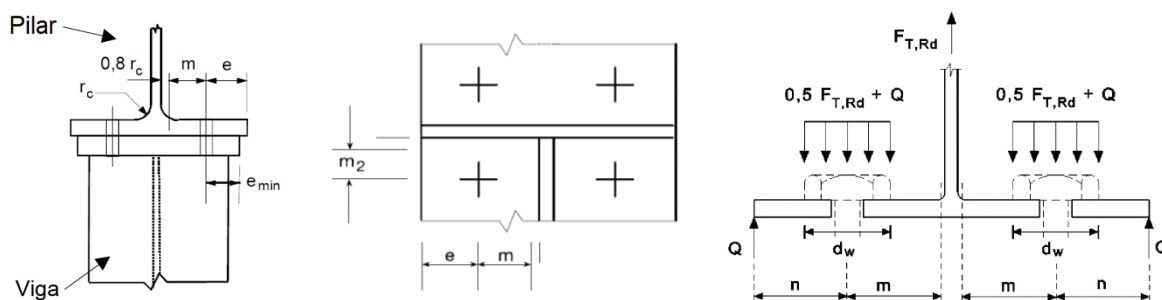
Estando perante uma linha de parafusos de extremidade, a sua resistência é a de uma linha de parafusos atuando de forma isolada, ver Figura 3.8.

Componente 4 – Banzo do pilar reforçado em flexão transversal (ver Cl. 6.2.6.4.2 EC3 Parte 1-8)

1) Definição dos dados geométricos:

Tabela 3.6 – Dados geométricos para o cálculo da resistência do banzo do pilar reforçado em flexão transversal.

$e_{\min} = e = e_2 = 46 \text{ mm}$	$e_1^{(*)} = e_5 - 0,8 a_{st} \sqrt{2} = 40 - 0,8 \times 7 \times \sqrt{2} = 32,08 \text{ mm}$
$m = (p_2 - 2 \times 0,8 r_c - t_{wc}) / 2 = (88 - 2 \times 0,8 \times 15 - 8,5) / 2 =$ $m = 27,75 \text{ mm}$	$\lambda_1 = m / (m + e) = 27,75 / (27,75 + 46) = 0,38$ $\lambda_2 = m_2 / (m + e) = 32,08 / (27,75 + 46) = 0,43$
$m_2 = e_5 - 0,8 a_{st} \sqrt{2} = 40 - 0,8 \times 7 \times \sqrt{2} = 32,08 \text{ mm}$	$\alpha \leq 6,60$
$n \leq e_{\min}$ mas $n \leq 1,25m$	$46 \text{ mm} \leq 1,25 \times 27,75 = 34,69 \text{ mm}$ $n = 34,69 \text{ mm}$



(*) a dimensão e_1 é a distância entre os centros dos parafusos da última linha e o reforço adjacente do banzo do pilar, medida na direção do eixo do pilar (ver Quadro 6.5 do EC3 Parte 1-8).

2) Como foi já descrito, a 1ª linha de parafusos à tração é uma linha de extremidade e é calculada isoladamente. Esta linha só poderá ser considerada como parte de um grupo de linhas quando se analisar a 2ª linha de tração. Na Tabela 3.7 são apresentados os cálculos dos comprimentos efetivos, ℓ_{eff} , para os modos de rotura 1 e 2.

Tabela 3.7 – Comprimentos efetivos para o banzo do pilar reforçado em flexão transversal.

Linha	Com troços circulares ($\ell_{\text{eff,cp}}$)	Sem troços circulares ($\ell_{\text{eff,nc}}$)
Linha de parafusos de extremidade adjacente a um reforço	O menor dos valores: $2\pi m = 2 \times \pi \times 27,75 = 174 \text{ mm}$ $\pi m + 2e_1 = \pi \times 27,75 + 2 \times 32,08 = 151 \text{ mm}$	$e_1 + \alpha m - (2m + 0,625e) =$ $= 32,08 + 6,6 \times 27,75 - (2 \times 27,75 + 0,625 \times 46) =$ $= 131 \text{ mm}$

Modo 1: $\ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff,nc}} = 131 \text{ mm}$ mas $\ell_{\text{eff},1} \leq \ell_{\text{eff,cp}} = 151 \text{ mm} \rightarrow \ell_{\text{eff},1} = 131 \text{ mm}$

Modo 2: $\ell_{\text{eff},2} = \ell_{\text{eff,nc}} = 131 \text{ mm}$

3) Cálculo do comprimento do parafuso sujeito a alongamento (considerado igual ao comprimento de aperto – espessura total do material e das anilhas adicionado a metade da soma da altura da cabeça do parafuso com a altura da porca), L_b , para a verificação da possibilidade de ocorrerem forças de alavanca, ou seja, $L_b \leq L_b^*$ (ver Quadro 6.2 do EC3 Parte 1-8):

$$L_b = t_{fc} + t_p + k = 14 + 18 + 12,5 = 44,5 \text{ mm} \quad (3.48)$$

No cálculo do L_b não se consideraram as anilhas e, por simplificação, considerou-se que a metade da soma da altura da cabeça do parafuso com a altura da porca é igual à altura da cabeça do parafuso.

$$L_b^* = \frac{8,8 m^3 A_s n_b}{\sum \ell_{\text{eff},1} t_f^3} = \frac{8,8 \times 27,75^3 \times 245 \times 1}{131 \times 14^3} = 128,2 \text{ mm} \quad (3.49)$$

Em que:

$\sum \ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff},1}$ (ver Cl. 6.2.4.2 (5) do EC3 Parte 1-8).

Sendo $L_b \leq L_b^*$, verifica-se que ocorrem forças de alavanca.

4) Cálculo do momento plástico resistente do banzo do pilar para os modos de rotura 1 e 2:

$$M_{\text{pl},1,\text{Rd}} = \frac{0,25 \sum \ell_{\text{eff},1} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \times 131 \times 10^{-3} \times (14 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} = 1,76 \text{ kN.m} \quad (3.50)$$

$$M_{\text{pl},2,\text{Rd}} = \frac{0,25 \sum \ell_{\text{eff},2} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \times 131 \times 10^{-3} \times (14 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} = 1,76 \text{ kN.m} \quad (3.51)$$

5) Cálculo da resistência à tração individual dos parafusos, $F_{t,\text{Rd}}$ (ver capítulo 3.3.3.8):

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad \text{mas} \quad F_{t,Rd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.52)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 10^3 \times 245 \times 10^{-6}}{1,25} = 176,4 \text{ kN} \quad (3.53)$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 30 \times 10^{-3} \times 14 \times 10^{-3} \times 430 \times 10^3}{1,25} = 272,3 \text{ kN} \quad (3.54)$$

Visto que $176,4 \text{ kN} \leq 272,3 \text{ kN}$, $F_{t,Rd} = 176,4 \text{ kN}$.

6) Cálculo da resistência, $F_{T,Rd}$, do banzo do pilar para os modos de rotura 1, 2 e 3 (ver Quadro 6.2 do EC3 Parte 1-8):

Tabela 3.8 – Resistência do banzo do pilar em flexão transversal, $F_{t,fc,Rd}$.

Modo 1	$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1,76}{27,75 \times 10^{-3}} = 254,4 \text{ kN}$	
Modo 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$ $F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times 1,76 + 34,69 \times 10^{-3} \times 2 \times 176,4}{(27,75 + 34,69) \times 10^{-3}} = 252,5 \text{ kN}$	<p>O menor valor (ver Cl. 6.2.4.1 (6) do EC3 Parte 1-8):</p> <p>$F_{t,fc,Rd} = 252,5 \text{ kN}$</p>
Modo 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4 = 352,8 \text{ kN}$	

Componente 3 – Alma do pilar em tração transversal (ver Cl. 6.2.6.3 EC3 Parte 1-8)

1) Cálculo da largura efetiva, $b_{eff,t,wc}$, da alma tracionada do pilar:

Como a ligação em estudo é aparafusada, a largura efetiva, $b_{eff,t,wc}$, da alma tracionada do pilar é igual ao comprimento efetivo do banzo do pilar em flexão transversal (componente 4). Voltando aos cálculos da componente 4, esta apresenta dois comprimentos efetivos, um para cada modo de rotura. Posto isto, estando pelo lado da segurança e por conseguinte conduzindo a uma menor resistência, o comprimento efetivo a escolher será o menor, resultando num valor de $b_{eff,t,wc} = \ell_{eff,1} = \ell_{eff,2} = 131 \text{ mm}$.

2) Cálculo do coeficiente de redução, ω :

Recorrendo aos cálculos efetuados no parágrafo 2) e 3) da componente 2 (componentes na zona de compressão), o coeficiente de redução ω é igual a 1.

3) Resistência da alma do pilar em tração transversal, $F_{t,wc,Rd}$:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \times 131 \times 10^{-3} \times 11,9 \times 10^{-3} \times 275 \times 10^3}{1} = 428,6 \text{ kN} \quad (3.55)$$

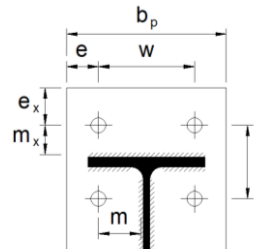
Em que:

$t_{wc} \rightarrow$ Devido à chapa de alma adicional no pilar e ao facto das soldaduras longitudinais da chapa verificarem as condições impostas na Cl. 6.2.6.3 (8) do EC3 Parte 1-8, a espessura da alma do pilar é majorada de $1,4 t_{wc}$.

Componente 5 – Chapa de extremidade à flexão (ver Cl. 6.2.6.5 EC3 Parte 1-8)

1) Definição dos dados geométricos:

Tabela 3.9 - Dados geométricos para o cálculo da resistência da chapa de extremidade à flexão.

$e = e_2 = 46 \text{ mm}$	$w = p_2 = 88 \text{ mm}$	$b_p = 180 \text{ mm}$	
$e_x = e_1 = 40 \text{ mm}$	$m_x = e_5 - 0,8 a_p \sqrt{2}$		
	$m_x = 40 - 0,8 \times 7 \times \sqrt{2} = 32,08 \text{ mm}$		
$n_x \leq e_x \quad \text{mas} \quad n_x \leq 1,25 m_x$ $40 \text{ mm} \leq 1,25 \times 32,08 = 40,1 \text{ mm} \Leftrightarrow n_x = 40 \text{ mm}$			

2) Cálculo dos comprimentos efetivos, ℓ_{eff} , para os modos de rotura 1 e 2.

Tabela 3.10 – Comprimentos efetivos de uma chapa de extremidade.

Linha	Com troços circulares ($\ell_{eff,cp}$)	Sem troços circulares ($\ell_{eff,nc}$)
Linha de parafusos na parte saliente do banzo tracionado	<p>O menor dos valores:</p> $2\pi m_x = 2 \times \pi \times 32,08 = 202 \text{ mm}$ $\pi m_x + w = \pi \times 32,08 + 88 = 189 \text{ mm}$ $\pi m_x + 2e = \pi \times 32,08 + 2 \times 46 = 193 \text{ mm}$	<p>O menor dos valores:</p> $4m_x + 1,25 e_x = 4 \times 32,08 + 1,25 \times 40 = 178 \text{ mm}$ $e + 2m_x + 0,625 e_x = 46 + 2 \times 32,08 + 0,625 \times 40 = 135 \text{ mm}$ $0,5 b_p = 0,5 \times 180 = 90 \text{ mm}$ $0,5 w + 2m_x + 0,625 e_x = 0,5 \times 88 + 2 \times 32,08 + 0,625 \times 40 = 133 \text{ mm}$

Modo 1: $\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc} = 90 \text{ mm}$ mas $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp} = 189 \text{ mm} \rightarrow \ell_{eff,1} = 90 \text{ mm}$

Modo 2: $\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc} = 90 \text{ mm}$

3) Verificação da possibilidade de ocorrerem forças de alavanca:

$$L_b^* = \frac{8,8 m_x^3 A_s n_b}{\sum \ell_{eff,i} t_p^3} = \frac{8,8 \times 32,08^3 \times 245 \times 1}{90 \times 18^3} = 135,6 \text{ mm} \geq L_b = 44,5 \text{ mm} \quad (3.56)$$

Em que:

$\sum \ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff},1}$ (ver Cl. 6.2.4.2 (5) do EC3 Parte 1-8).

Visto que $L_b \leq L_b^*$, verifica-se que ocorrem forças de alavanca.

4) Cálculo do momento plástico resistente da chapa de extremidade para os modos de rotura 1 e 2:

$$M_{\text{pl},1,\text{Rd}} = \frac{0,25 \sum \ell_{\text{eff},1} t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \times 90 \times 10^{-3} \times (18 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} = 2,00 \text{ kN.m} \quad (3.57)$$

$$M_{\text{pl},2,\text{Rd}} = \frac{0,25 \sum \ell_{\text{eff},2} t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \times 90 \times 10^{-3} \times (18 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} = 2,00 \text{ kN.m} \quad (3.58)$$

5) Cálculo da resistência, $F_{T,\text{Rd}}$, da chapa de extremidade para os modos de rotura 1, 2 e 3 (ver Quadro 6.2 do EC3 Parte 1-8):

Tabela 3.11 - Resistência da chapa de extremidade à flexão, $F_{t,\text{ep},\text{Rd}}$.

Modo 1	$F_{T,1,\text{Rd}} = \frac{4 M_{\text{pl},1,\text{Rd}}}{m_x} = \frac{4 \times 2,00}{32,08 \times 10^{-3}} = 250,0 \text{ kN}$	
Modo 2	$F_{T,2,\text{Rd}} = \frac{2 M_{\text{pl},2,\text{Rd}} + n_x \sum F_{t,\text{Rd}}}{m_x + n_x}$ $F_{T,2,\text{Rd}} = \frac{2 \times 2,00 + 40 \times 10^{-3} \times 2 \times 176,4}{(32,08 + 40) \times 10^{-3}} = 251,4 \text{ kN}$	<p>O menor valor (ver Cl. 6.2.4.1 (6) do EC3 Parte 1-8):</p> <p>$F_{t,\text{fc},\text{Rd}} = 250,0 \text{ kN}$</p>
Modo 3	$F_{T,3,\text{Rd}} = \sum F_{t,\text{Rd}} = 2 \times 176,4 = 352,8 \text{ kN}$	

Resistência da primeira linha de parafusos à tração

Após o cálculo de todas as componentes que afetam a primeira linha de parafusos à tração, a resistência desta é definida pela componente mais fraca.

$$F_{t1,\text{Rd}} = \text{mín} \{ C_3 = 428,6 \text{ kN}; C_4 = 252,5 \text{ kN}; C_5 = 250,0 \text{ kN} \} = 250,0 \text{ kN} \quad (3.59)$$

A componente mais fraca é a C_5 – Chapa de extremidade à flexão.

2ª linha de parafusos tracionados

Na componente 4 da 1ª linha de parafusos tracionados refere-se que a mesma tem de ser calculada isoladamente e que esta só poderá ser considerada como parte de um grupo de linhas quando se analisar a 2ª linha de tração. Todavia, nesta ligação a 1ª e 2ª linhas à tração são consideradas isoladas já que não há possibilidade de formar grupo de linhas no banzo do pilar à flexão transversal, devido à divisão destas pelo reforço transversal, nem na chapa de extremidade devido à divisão das linhas de parafusos pelo banzo da viga.

Componente 4 – Banzo do pilar reforçado em flexão transversal (ver Cl. 6.2.6.4.2 EC3 Parte 1-8)

- 1) Os dados geométricos são os mesmos da 1ª linha de parafusos tracionados, ver Tabela 3.6.
- 2) Cálculo dos comprimentos efetivos, ℓ_{eff} , para os modos de rotura 1 e 2.

Tabela 3.12 – Comprimentos efetivos para o banzo do pilar reforçado em flexão transversal.

Linha	Com troços circulares ($\ell_{\text{eff,cp}}$)	Sem troços circulares ($\ell_{\text{eff,nc}}$)
Linha de parafusos adjacente a um reforço	$2\pi m = 2 \times \pi \times 27,75 = 174 \text{ mm}$	$\alpha m = 6,60 \times 27,75 = 183 \text{ mm}$

Modo 1: $\ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff,nc}} = 183 \text{ mm}$ mas $\ell_{\text{eff},1} \leq \ell_{\text{eff,cp}} = 174 \text{ mm} \rightarrow \ell_{\text{eff},1} = 174 \text{ mm}$

Modo 2: $\ell_{\text{eff},2} = \ell_{\text{eff,nc}} = 183 \text{ mm}$

- 3) Verificação da possibilidade de ocorrerem forças de alavanca:

$$L_b^* = \frac{8,8 m^3 A_s n_b}{\sum \ell_{\text{eff},1} t_f^3} = \frac{8,8 \times 27,75^3 \times 245 \times 1}{174 \times 14^3} = 96,30 \text{ mm} \geq L_b = 44,5 \text{ mm} \quad (3.60)$$

Em que:

$\sum \ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff},1}$ (ver Cl. 6.2.4.2 (5) do EC3 Parte 1-8).

Como $L_b \leq L_b^*$, verifica-se que ocorrem forças de alavanca.

- 4) Cálculo do momento plástico resistente do banzo do pilar para os modos de rotura 1 e 2:

$$M_{\text{pl},1,\text{Rd}} = \frac{0,25 \sum \ell_{\text{eff},1} t_f^2 f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{0,25 \times 174 \times 10^{-3} \times (14 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} = 2,35 \text{ kN.m} \quad (3.61)$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \sum \ell_{eff,2} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \times 183 \times 10^{-3} \times (14 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} = 2,47 \text{ kN.m} \quad (3.62)$$

5) Cálculo da resistência, $F_{T,Rd}$, do banzo do pilar para os modos de rotura 1, 2 e 3 (ver Quadro 6.2 do EC3 Parte 1-8):

Tabela 3.13 - Resistência do banzo do pilar à flexão transversal, $F_{t,fc,Rd}$.

Modo 1	$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 2,35}{27,75 \times 10^{-3}} = 338,7 \text{ kN}$	
Modo 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$ $F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times 2,47 + 34,69 \times 10^{-3} \times 2 \times 176,4}{(27,75 + 34,69) \times 10^{-3}} = 275,1 \text{ kN}$	<p>O menor valor (ver Cl. 6.2.4.1 (6) do EC3 Parte 1-8):</p> <p>$F_{t,fc,Rd} = 275,1 \text{ kN}$</p>
Modo 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4 = 352,8 \text{ kN}$	

Componente 3 – Alma do pilar em tração transversal (ver Cl. 6.2.6.3 EC3 Parte 1-8)

1) Cálculo da largura efetiva, $b_{eff,t,wc}$, da alma tracionada do pilar:

Seguindo o mesmo raciocínio adotado na componente 3 da 1ª linha de parafusos tracionados, $b_{eff,t,wc} = \ell_{eff,1} = 174 \text{ mm}$.

2) Cálculo do coeficiente de redução ω :

Recorrendo aos cálculos efetuados no parágrafo 2) e 3) da componente 2 (componentes na zona de compressão), o coeficiente de redução ω é igual a 1.

3) Resistência da alma do pilar em tração transversal, $F_{t,wc,Rd}$:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \times 174 \times 10^{-3} \times 11,9 \times 10^{-3} \times 275 \times 10^3}{1} = 570,6 \text{ kN} \quad (3.63)$$

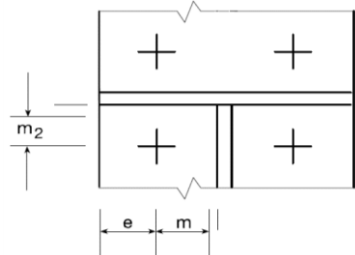
Em que:

$t_{wc} \rightarrow$ Devido à chapa de alma adicional no pilar e ao facto das soldaduras longitudinais da chapa verificarem as condições impostas na Cl. 6.2.6.3 (8) do EC3 Parte 1-8, a espessura da alma do pilar é majorada de 1,4 t_{wc} .

Componente 5 – Chapa de extremidade à flexão (ver Cl. 6.2.6.5 EC3 Parte 1-8)

1) Definição dos dados geométricos:

Tabela 3.14 - Dados geométricos para o cálculo da resistência da chapa de extremidade à flexão.

$m = (p_2 - 2 \times 0,8 a \sqrt{2} - t_w) / 2 = (88 - 2 \times 0,8 \times 4 \times \sqrt{2} - 6,6) / 2 = 36,17 \text{ mm}$		
$m_2 = e_s - 0,8 a_{st} \sqrt{2} = 40 - 0,8 \times 7 \times \sqrt{2} = 32,08 \text{ mm}$		
$e = 46 \text{ mm}$		
$n \leq e_{\min}$ mas $n \leq 1,25 m$ $46 \text{ mm} \leq 1,25 \times 36,17 = 45,22 \text{ mm}$		
$n = 45,22 \text{ mm}$		
$\lambda_1 = m / (m + e) = 36,17 / (36,17 + 46) = 0,44$		
$\lambda_2 = m_2 / (m + e) = 32,08 / (36,17 + 46) = 0,39$		
		$\alpha \leq 6,28$

2) Cálculo dos comprimentos efetivos, ℓ_{eff} , para os modos de rotura 1 e 2.

Tabela 3.15 – Comprimentos efetivos de uma chapa de extremidade.

Linha	Com troços circulares ($\ell_{\text{eff,cp}}$)	Sem troços circulares ($\ell_{\text{eff,nc}}$)
Primeira linha de parafusos sob o banzo tracionado da viga	$2\pi m = 2 \times \pi \times 36,17 = 227 \text{ mm}$	$\alpha m = 6,28 \times 36,17 = 227 \text{ mm}$

Modo 1: $\ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff,nc}} = 227 \text{ mm}$ mas $\ell_{\text{eff},1} \leq \ell_{\text{eff,cp}} = 227 \text{ mm} \rightarrow \ell_{\text{eff},1} = 227 \text{ mm}$

Modo 2: $\ell_{\text{eff},2} = \ell_{\text{eff,nc}} = 227 \text{ mm}$

3) Verificação da possibilidade de ocorrerem forças de alavanca:

$$L_b^* = \frac{8,8 m^3 A_s n_b}{\sum \ell_{\text{eff},i} t_p^3} = \frac{8,8 \times 36,17^3 \times 245 \times 1}{227 \times 18^3} = 77,03 \text{ mm} \geq L_b = 44,5 \text{ mm} \quad (3.64)$$

Em que:

$\sum \ell_{\text{eff},i} = \ell_{\text{eff},1}$ (ver Cl. 6.2.4.2 (5) do EC3 Parte 1-8).

Visto que $L_b \leq L_b^*$, verifica-se que ocorrem forças de alavanca.

4) Cálculo do momento plástico resistente da chapa de extremidade para os modos de rotura 1 e 2:

$$M_{\text{pl},1,\text{Rd}} = \frac{0,25 \sum \ell_{\text{eff},i} t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \times 227 \times 10^{-3} \times (18 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} = 5,06 \text{ kN.m} \quad (3.65)$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25 \sum \ell_{eff,2} t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \times 227 \times 10^{-3} \times (18 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1} = 5,06 \text{ kN.m} \quad (3.66)$$

5) Cálculo da resistência, $F_{T,Rd}$, da chapa de extremidade para os modos de rotura 1, 2 e 3 (ver Quadro 6.2 do EC3 Parte 1-8):

Tabela 3.16 - Resistência da chapa de extremidade à flexão, $F_{t,ep,Rd}$.

Modo 1	$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 5,06}{36,17 \times 10^{-3}} = 559,5 \text{ kN}$	
Modo 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$ $F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times 5,06 + 45,22 \times 10^{-3} \times 2 \times 176,4}{(36,17 + 45,22) \times 10^{-3}} = 320,3 \text{ kN}$	<p>O menor valor (ver Cl. 6.2.4.1 (6) do EC3 Parte 1-8):</p> <p>$F_{t,fc,Rd} = 320,3 \text{ kN}$</p>
Modo 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4 = 352,8 \text{ kN}$	

Componente 8 – Alma da viga em tração (ver Cl. 6.2.6.8 EC3 Parte 1-8)

1) Cálculo da largura efetiva, $b_{eff,t,wb}$, da alma tracionada da viga:

Adotando a mesma lógica de cálculo da largura efetiva ($b_{eff,t,wc}$) da componente 3, o comprimento efetivo a escolher é o menor dos ℓ_{eff} da componente 5, $b_{eff,t,wb} = \ell_{eff,1} = \ell_{eff,2} = 227 \text{ mm}$.

2) Resistência da alma da viga em tração, $F_{t,wb,Rd}$:

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \times 227 \times 10^{-3} \times 6,60 \times 10^{-3} \times 275 \times 10^3}{1} = 412,3 \text{ kN} \quad (3.67)$$

Resistência da segunda linha de parafusos à tração

Depois de calculadas todas as componentes que afetam a segunda linha de parafusos à tração, a resistência desta é definida pela componente mais fraca.

$$F_{t2,Rd} = \min \{ C_3 = 570,6 \text{ kN}; C_4 = 275,1 \text{ kN}; C_5 = 320,3 \text{ kN}; C_8 = 412,3 \text{ kN} \} = 275,1 \text{ kN} \quad (3.68)$$

A componente mais fraca é a C_4 – Banzo do pilar em flexão transversal.

3.6.4 Verificação de segurança à flexão

O momento resistente da ligação calcula-se de acordo com a expressão 3.16 e na Tabela 3.17 indicam-se os dados necessários para o cálculo do mesmo.

Tabela 3.17 – Resistência de cada linha de parafusos à tração e respectivos braços.

Linha de parafusos à tração	Resistência - $F_{tr,Rd}$ (kN)	Braço - h_r (mm)
1	250,0	304,9
2	275,1	214,7

No entanto, para que se verifique um equilíbrio de forças na ligação, o somatório do valor de cálculo da resistência à tração efetiva, $F_{tr,Rd}$, das linhas de parafusos não pode ser superior à menor das resistências das componentes C_1/β , C_2 e C_7 (ver Cl. 6.2.7.2 (7) do EC3 Parte 1-8).

$$\sum F_{tr,Rd} \leq \min \left\{ C_1 / \beta = V_{wp,Rd} / \beta ; C_2 = F_{c,wc,Rd} ; C_7 = F_{c,fb,Rd} \right\}$$

$$250,0 + 275,1 = 525,1 \leq \min \left\{ 465,4 / 0,226 = 2058 ; C_2 = 1115,7 ; C_7 = 512,3 \right\} \quad (3.69)$$

$$525,1 \text{ kN} \leq 512,3 \text{ kN}$$

Analisando a expressão 3.69, conclui-se que não se verifica esta condição e desta forma é necessário reduzir a resistência da segunda linha para que se cumpra a condição. Sendo assim, a segunda linha de parafusos à tração passa a ter a resistência de 262,3 kN. Com todos os dados reunidos, o momento resistente da ligação é dado na expressão 3.70:

$$M_{j,Rd} = F_{t1,Rd} h_1 + F_{t2,Rd} h_2 = 250,0 \times 304,9 + 262,3 \times 214,7 = 132,54 \text{ kNm} \quad (3.70)$$

Como, $M_{j,Rd} = 132,54 \text{ kN} \geq M_{j,Ed} = 129,64 \text{ kN}$, a segurança à flexão é verificada.

3.6.5 Verificação da segurança ao esforço transversal

A verificação da segurança ao esforço transversal efetua-se de acordo com as prescrições descritas no capítulo 3.3.5.

3.6.5.1 Resistência de cálculo dos parafusos ao corte

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 10^3 \times 245 \times 10^{-6}}{1,25} = 98 \text{ kN} \quad (3.71)$$

3.6.5.2 Resistência de cálculo dos parafusos ao esmagamento

Linha de parafusos na zona de tração (acima do banzo superior da viga)

1) Cálculo do parâmetro k_1 (esta linha de parafusos é de extremidade):

$$k_1 = \min \{ 2,8(e_2 / d_0) - 1,7 ; 1,4(p_2 / d_0) - 1,7 ; 2,5 \}$$

$$k_1 = \min \{ 2,8 \times (46 / 22) - 1,7 = 4,15 ; 1,4 \times (88 / 22) - 1,7 = 3,9 ; 2,5 \} \Leftrightarrow k_1 = 2,5 \quad (3.72)$$

2) Cálculo do parâmetro α_b (esta linha de parafusos é de extremidade):

$$\alpha_b = \min \{ \alpha_d = e_1 / 3d_0 ; f_{ub} / f_u ; 1,0 \}$$

$$\alpha_b = \min \{ \alpha_d = 40 / (3 \times 22) = 0,61 ; 1000 / 430 = 2,33 ; 1,0 \} \Leftrightarrow \alpha_b = 0,61 \quad (3.73)$$

3) Resistência de cálculo ao esmagamento, $F_{b,Rd(1)}$:

$$F_{b,Rd(1)} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_p t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 430 \times 10^3 \times 20 \times 10^{-3} \times 14 \times 10^{-3}}{1,25} = 145,9 \text{ kN} \quad (3.74)$$

Linha de parafusos na zona de tração (abaixo do banzo superior da viga)

1) Cálculo do parâmetro k_1 (esta linha de parafusos é interior):

$$k_1 = \min \{ 1,4(p_2 / d_0) - 1,7 ; 2,5 \} = \min \{ 1,4 \times (88 / 22) - 1,7 = 3,9 ; 2,5 \} = 2,5 \quad (3.75)$$

2) Cálculo do parâmetro α_b (esta linha de parafusos é interior):

$$\alpha_b = \min \{ \alpha_d = p_1 / 3d_0 - 1/4 ; f_{ub} / f_u ; 1,0 \}$$

$$\alpha_b = \min \{ \alpha_d = 90,2 / (3 \times 22) - 1/4 = 1,12 ; 1000 / 430 = 2,33 ; 1,0 \} \Leftrightarrow \alpha_b = 1,00 \quad (3.76)$$

3) Resistência de cálculo ao esmagamento, $F_{b,Rd(2)}$:

$$F_{b,Rd(2)} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_p t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 1,00 \times 430 \times 10^3 \times 20 \times 10^{-3} \times 14 \times 10^{-3}}{1,25} = 240,8 \text{ kN} \quad (3.77)$$

Linha de parafusos na zona de compressão (acima do banzo inferior da viga)

1) Cálculo do parâmetro k_1 (esta linha de parafusos é de extremidade):

$$k_1 = \min \{ 2,8(e_2 / d_0) - 1,7 ; 1,4(p_2 / d_0) - 1,7 ; 2,5 \}$$

$$k_1 = \min \{ 2,8 \times (46 / 22) - 1,7 = 4,15 ; 1,4 \times (88 / 22) - 1,7 = 3,9 ; 2,5 \} \Leftrightarrow k_1 = 2,5 \quad (3.78)$$

2) Cálculo do parâmetro α_b (esta linha de parafusos é de extremidade):

$$\alpha_b = \min \{ \alpha_d = e_9 / 3d_0 ; f_{ub} / f_u ; 1,0 \}$$

$$\alpha_b = \min \{ \alpha_d = 63,2 / (3 \times 22) = 0,96 ; 1000 / 430 = 2,33 ; 1,0 \} \Leftrightarrow \alpha_b = 0,96 \quad (3.79)$$

Em que:

$e_9 \rightarrow$ distância medida na vertical entre o eixo desta linha de parafusos e a extremidade inferior da placa de extremidade.

3) Resistência de cálculo ao esmagamento, $F_{b,Rd(3)}$:

$$F_{b,Rd(3)} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_p t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,96 \times 430 \times 10^3 \times 20 \times 10^{-3} \times 14 \times 10^{-3}}{1,25} = 230,6 \text{ kN} \quad (3.80)$$

3.6.5.3 Resistência da ligação ao esforço transversal

Para se obter a resistência da ligação ao esforço transversal é necessário apurar que linhas é que estão sujeitas à ação combinada de esforços de corte e de tração e que linhas é que apenas estão sujeitas a esforços de corte. Para a linha de parafusos junto ao centro de compressão, esta é considerada somente para a resistência ao corte (ver capítulo 3.3.2.1) e para as duas linhas na zona de tração, no capítulo 3.6.4 verifica-se que ambas estão à tração. Sendo assim, na expressão 3.81 dá-se a resistência ao esforço transversal da ligação, $V_{j,Rd}$.

$$V_{j,Rd} = \frac{0,4}{1,4} \sum \text{Parafusos}_{\text{corte+tração}} + \sum \text{Parafusos}_{\text{corte}}$$

$$V_{j,Rd} = \frac{0,4}{1,4} \times \left[2 \times \min \{ F_{v,Rd} ; F_{b,Rd(1)} \} + 2 \times \min \{ F_{v,Rd} ; F_{b,Rd(2)} \} \right] + 2 \times \min \{ F_{v,Rd} ; F_{b,Rd(3)} \} \quad (3.81)$$

$$V_{j,Rd} = \frac{0,4}{1,4} \times \left[2 \times \min \{ 98 ; 145,9 \} + 2 \times \min \{ 98 ; 240,8 \} \right] + 2 \times \min \{ 98 ; 230,6 \}$$

$$V_{j,Rd} = \frac{0,4}{1,4} \times \left[2 \times 98 + 2 \times 98 \right] + 2 \times 98 = 308 \text{ kN}$$

Visto que, $V_{j,Rd} = 308 \text{ kN} \geq V_{j,Ed} = 127,25 \text{ kN}$, a segurança ao esforço transversal é verificada.

3.6.6 Verificação da resistência dos cordões de soldadura

A verificação da resistência dos cordões de soldadura é realizada de acordo com o capítulo 3.3.6.

3.6.6.1 Resistência dos cordões de soldadura à flexão

1) Cálculo da força de tração, F_T , atuante nas soldaduras do banzo superior da viga.

$$F_T = M_{j,Rd} / (h_b - t_{fb}) = 132,54 / ((270 - 10,2) \times 10^{-3}) = 510,2 \text{ kN} \quad (3.82)$$

2) Verificação da espessura mínima e máxima dos cordões de soldadura.

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,7 \min[t_p; t_{fb}] \Leftrightarrow 3 \leq 7 \leq 0,7 \times \min[14; 10,2] \Leftrightarrow 3 \leq 7 \leq 0,7 \times 10,2 = 7,14 \quad (3.83)$$

A espessura dos cordões de soldadura encontra-se dentro dos limites estabelecidos.

3) Verificação dos comprimentos efetivos mínimos.

$$\begin{aligned} \min\{l_{\text{eff},1} = b_b - 2a; l_{\text{eff},2} = (b_b - 2r_b - t_{wb}) / 2 - a\} &\geq \max\{30 \text{ mm}; 6a\} \\ \min\{l_{\text{eff},1} = 135 - 2 \times 7 = 121; l_{\text{eff},2} = (135 - 2 \times 15 - 6,6) / 2 - 7 = 42,2\} &\geq \max\{30; 6 \times 7 = 42\} \quad (3.84) \\ l_{\text{eff},2} = 42,2 \text{ mm} &\geq 42 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nota: ao comprimento efetivo $l_{\text{eff},2}$ apenas se retirou uma vez a espessura da soldadura porque na zona da alma da viga é possível manter uma espessura constante do cordão de soldadura (ver Cl. 4.5.1 (1) do EC3 Parte 1-8).

Através do resultado obtido na expressão 3.84, verifica-se que os cordões de soldadura correspondentes aos comprimentos efetivos $l_{\text{eff},1}$ e $l_{\text{eff},2}$ podem ser considerados para transmitir esforços.

4) Cálculo da área efetiva, A_w .

$$A_w = \sum a l_{\text{eff}} = (l_{\text{eff},1} + l_{\text{eff},2} + l_{\text{eff},2}) a = (121 + 42,2 + 42,2) \times 7 = 1437,8 \text{ mm}^2 \quad (3.85)$$

5) Cálculo das tensões τ_{\perp} , σ_{\perp} e τ_{\parallel} .

$$\tau_{\perp} = (F_T / A_w) \cos(45) = [510,2 / (1437,8 \times 10^{-6})] \times \cos(45) = 250,9 \text{ MPa} \quad (3.86)$$

$$\sigma_{\perp} = (F_T / A_w) \sin(45) = [510,2 / (1437,8 \times 10^{-6})] \times \sin(45) = 250,9 \text{ MPa} \quad (3.87)$$

$$\tau_{ll} = 0 \quad (3.88)$$

6) Verificação das condições da expressão 3.21.

$$\begin{aligned} \left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ll}^2) \right]^{0,5} &\leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{e} \quad \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \\ \left[250,9^2 + 3 \times (250,9^2 + 0^2) \right]^{0,5} &\leq 430 / (0,85 \times 1,25) \quad \text{e} \quad 250,9 \leq 0,9 \times 430 / 1,25 \quad (3.89) \\ 501,8 \text{ MPa} &\leq 404,7 \text{ MPa} \quad \text{e} \quad 250,9 \text{ MPa} \leq 309,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Uma vez que não se verifica a 1ª condição na expressão 3.89, o que significa que os cordões de soldadura do banzo não conseguem mobilizar do momento resistente da ligação, $M_{j,Rd}$, há necessidade de calcular a força de tração, $F_{T,wb}$, a considerar nas soldaduras da alma da viga. Esta força será considerada na verificação da resistência dos cordões de soldadura ao esforço transversal (ver capítulo 3.6.6.2). Na Figura 3.28 apresentam-se alguns dos resultados obtidos neste ponto.

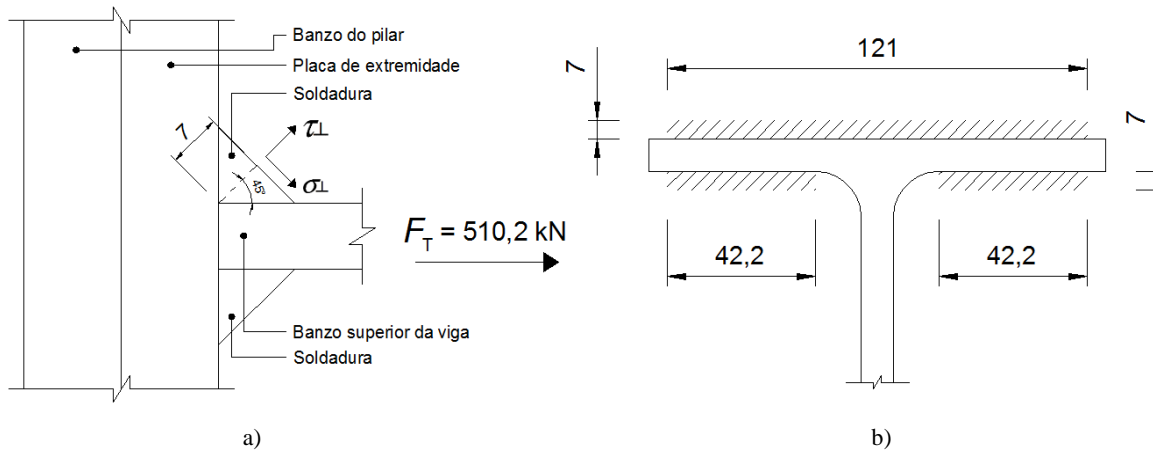


Figura 3.28 – a) Corte longitudinal do banzo da viga. b) Corte transversal da viga (vista superior).

3.6.6.2 Resistência dos cordões de soldadura ao esforço transversal

1) Cálculo da força de tração máxima que as soldaduras do banzo da viga aguentam, $F_{T,fb,max}$.

$$\begin{aligned} \left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ll}^2) \right]^{0,5} &\leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \\ \left[\left(\frac{F_{T,fb,max}}{A_w} \sin(45) \right)^2 + 3 \times \left(\left(\frac{F_{T,fb,max}}{A_w} \cos(45) \right)^2 + \tau_{\perp}^2 \right) \right]^{0,5} &\leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad (3.90) \\ \left[\left(\frac{F_{T,fb,max}}{0,0014378} \sin(45) \right)^2 + 3 \times \left(\left(\frac{F_{T,fb,max}}{0,0014378} \cos(45) \right)^2 + 0^2 \right) \right]^{0,5} &\leq 430 / (0,85 \times 1,25) \\ F_{T,fb,max} &= 411,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Cálculo da força de tração atuante nas soldaduras da alma da viga, $F_{T,wb}$.

$$F_{T,wb} = F_T - F_{T,fb,max} = 510,2 - 411,4 = 98,8 \text{ kN} \quad (3.91)$$

3) Verificação da espessura mínima e máxima dos cordões de soldadura.

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,7 \min[t_p; t_{wb}] \Leftrightarrow 3 \leq 4 \leq 0,7 \times \min[14; 6,6] \Leftrightarrow 3 \leq 4 \leq 0,7 \times 6,6 = 4,62 \quad (3.92)$$

A espessura dos cordões de soldadura encontra-se dentro dos limites estabelecidos.

4) Verificação dos comprimentos efetivos mínimos.

$$l_{eff,3} = d_c \geq \max\{30 \text{ mm}; 6a\} \Leftrightarrow l_{eff,3} = 219,6 \geq \max\{30; 6 \times 4 = 24\} \Leftrightarrow l_{eff,3} = 219,6 \geq 30 \text{ mm} \quad (3.93)$$

Nota: ao comprimento efetivo $l_{eff,3}$ não se retirou duas vezes a espessura da soldadura porque na zona dos banzos é possível manter uma espessura constante do cordão de soldadura (ver Cl. 4.5.1 (1) do EC3 Parte 1-8).

Com o resultado obtido na expressão 3.93, verifica-se que a soldadura correspondente ao comprimento efetivo $l_{eff,3}$ pode ser considerada para transmitir esforços.

5) Cálculo da área efetiva, A_w .

$$A_w = \sum a l_{eff} = (l_{eff,3} + l_{eff,3})a = (219,6 + 219,6) \times 4 = 1756,8 \text{ mm}^2 \quad (3.94)$$

6) Cálculo das tensões τ_{\perp} , σ_{\perp} e τ_{\parallel} .

$$\tau_{\perp} = (F_{T,wb} / A_w) \cos(45) = [98,8 / (1756,8 \times 10^{-6})] \times \cos(45) = 39,8 \text{ MPa} \quad (3.95)$$

$$\sigma_{\perp} = (F_{T,wb} / A_w) \sin(45) = [98,8 / (1756,8 \times 10^{-6})] \times \sin(45) = 39,8 \text{ MPa} \quad (3.96)$$

$$\tau_{\parallel} = V_{j,Ed} / A_w = 127,25 / (1756,8 \times 10^{-6}) = 72,4 \text{ MPa} \quad (3.97)$$

7) Verificação das condições da expressão 3.21.

$$\begin{aligned} & \left[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{e} \quad \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \\ & \left[39,8^2 + 3 \times (39,8^2 + 72,4^2) \right]^{0,5} \leq 430 / (0,85 \times 1,25) \quad \text{e} \quad 39,8 \leq 0,9 \times 430 / 1,25 \\ & 148,5 \text{ MPa} \leq 404,7 \text{ MPa} \quad \text{e} \quad 39,8 \text{ MPa} \leq 309,6 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (3.98)$$

Verificadas as condições, conclui-se que as soldaduras resistem à flexão e ao esforço transversal. Na Figura 3.29 apresentam-se alguns dos resultados obtidos neste ponto.

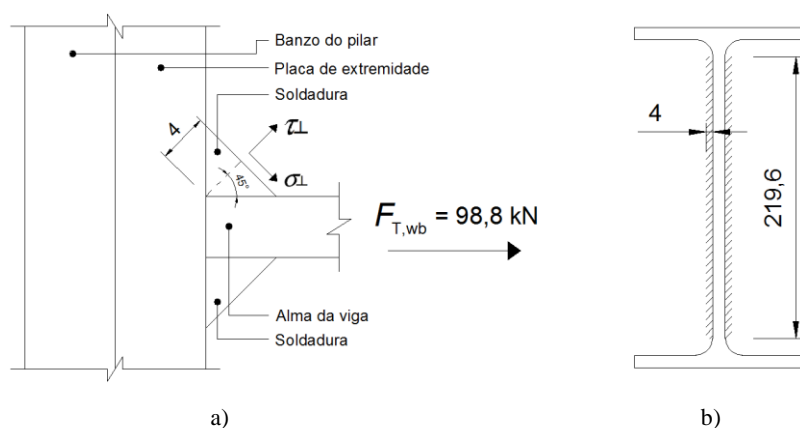


Figura 3.29 – a) Corte (planta) longitudinal da alma da viga. b) Corte transversal da viga.

3.6.7 Cálculo dos coeficientes de rigidez das componentes

Os coeficientes de rigidez das componentes são calculados de acordo com o Quadro 6.11 do EC3 Parte 1-8 e, neste exemplo de aplicação, a rigidez de rotação da ligação é apenas definida pelas componentes na zona de tração. Devido aos reforços transversais, as componentes na zona de corte (C_1) e na zona de compressão (C_2) assumem uma rigidez infinita. A componente 7 também pertence à zona de compressão e tem rigidez infinita, independentemente da existência ou não de reforços (ver Quadro 6.11 nota 4 do EC3 Parte 1-8).

3.6.7.1 Componentes na zona de tração

1ª linha de parafusos tracionados

Componente 3 – Alma do pilar tracionado

$$k_{3(1)} = 0,7 b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} / d_c = 0,7 \times 131 \times 11,9 / 122 = 8,94 \text{ mm} \quad (3.99)$$

Componente 4 – Banzo do pilar solicitado à flexão

$$k_{4(1)} = 0,9 \ell_{\text{eff}} t_{fc}^3 / m^3 = 0,9 \times 131 \times 14^3 / 27,75^3 = 15,14 \text{ mm} \quad (3.100)$$

Componente 5 – Chapa de extremidade em flexão

$$k_{5(1)} = 0,9 \ell_{\text{eff}} t_p^3 / m_x^3 = 0,9 \times 90 \times 18^3 / 32,08^3 = 14,31 \text{ mm} \quad (3.101)$$

Componente 10 – Parafusos tracionados

$$k_{10} = 1,6 A_s / L_b = 1,6 \times 245 / 44,5 = 8,81 \text{ mm} \quad (3.102)$$

2ª linha de parafusos tracionadosComponente 3 – Alma do pilar tracionado

$$k_{3(2)} = 0,7 b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} / d_c = 0,7 \times 174 \times 11,9 / 122 = 11,90 \text{ mm} \quad (3.103)$$

Componente 4 – Banzo do pilar solicitado à flexão

$$k_{4(2)} = 0,9 \ell_{\text{eff}} t_{fc}^3 / m^3 = 0,9 \times 174 \times 14^3 / 27,75^3 = 20,15 \text{ mm} \quad (3.104)$$

Componente 5 – Chapa de extremidade em flexão

$$k_{5(2)} = 0,9 \ell_{\text{eff}} t_p^3 / m^3 = 0,9 \times 227 \times 18^3 / 36,17^3 = 25,19 \text{ mm} \quad (3.105)$$

Componente 8 – Alma tracionada da viga

O coeficiente de rigidez desta componente é infinito (ver Quadro 6.11 nota 4 do EC3 Parte 1-8).

Componente 10 – Parafusos tracionados

O coeficiente de rigidez desta componente já foi calculado na 1ª linha de parafusos tracionados.

3.6.8 Cálculo da rigidez de rotação da ligação

Como já se referiu no capítulo 3.6.4, esta ligação tem 2 linhas de parafusos à tração. Segundo o capítulo 3.4, nas situações em que as ligações tem duas ou mais linhas de parafusos à tração, a rigidez de rotação é determinada de acordo com a expressão 3.25.

1) Rigidez efetiva da 1ª linha de parafusos tracionados, $k_{\text{eff}(1)}$:

$$k_{\text{eff}(1)} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{8,94} + \frac{1}{15,14} + \frac{1}{14,31} + \frac{1}{8,81}} = 2,77 \text{ mm} \quad (3.106)$$

2) Rigidez efetiva da 2ª linha de parafusos tracionados, $k_{\text{eff}(2)}$:

$$k_{\text{eff}(2)} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{11,90} + \frac{1}{20,15} + \frac{1}{25,19} + \frac{1}{8,81}} = 3,49 \text{ mm} \quad (3.107)$$

3) Braço do binário equivalente, z_{eq} :

$$z_{\text{eq}} = \frac{\sum_r k_{\text{eff},r} h_r^2}{\sum_r k_{\text{eff},r} h_r} = \frac{2,77 \times 304,9^2 + 3,49 \times 214,7^2}{2,77 \times 304,9 + 3,49 \times 214,7} = 262,5 \text{ mm} \quad (3.108)$$

4) Rigidez equivalente das linhas de parafusos à tração, k_{eq} :

$$k_{\text{eq}} = \frac{\sum_r k_{\text{eff},r} h_r}{z_{\text{eq}}} = \frac{2,77 \times 304,9 + 3,49 \times 214,7}{262,5} = 6,07 \text{ mm} \quad (3.109)$$

5) Rigidez de rotação inicial da ligação, $S_{j,\text{ini}}$:

$$S_{j,\text{ini}} = \frac{E z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{210 \times 10^6 \times (262,5 \times 10^{-3})^2}{1 \times \frac{1}{6,07 \times 10^{-3}}} = 87782 \text{ kNm/rad} \quad (3.110)$$

6) Rigidez de rotação reduzida da ligação, S_j :

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \eta = 87782 / 2 = 43891 \text{ kNm/rad} \quad (3.111)$$

Em que:

$\eta \rightarrow$ coeficiente de modificação da rigidez para chapas de extremidade aparafusadas (ver Quadro 5.2 do EC3 Parte 1-8).

3.6.9 Classificação da ligação quanto à rigidez

Como já se referiu nos capítulos anteriores, as ligações podem ser classificadas como articuladas, semi-rígidas ou rígidas. Recorrendo às expressões e regras definidas na Figura 2.6, foi possível construir a Tabela 3.18 onde se apresenta um resumo com os limites de rigidez de cada nível de classificação.

Tabela 3.18 – Limites de rigidez de cada nível de classificação.

Classificação da ligação	Articulada	Semi-rígida	Rígida ^(*)
$S_{j,\text{ini}}$ (kNm/rad)	$S_{j,\text{ini}} \leq 1013$	$1013 < S_{j,\text{ini}} < 50663$	$S_{j,\text{ini}} \geq 50663$

(*) $k_b = 25$

1) Relação K_b / K_c , considerando que todos os pilares e vigas tem as mesmas dimensões:

$$\frac{K_b}{K_c} = \frac{I_b / L_b}{I_c / L_c} = \frac{(5790 \times 10^{-8}) / 6}{(3831 \times 10^{-8}) / 3} = 0,756 \quad (3.112)$$

2) Classificação da ligação.

Como a relação $K_b / K_c \geq 0,1$ e $S_{j,ini} = 87782 \geq 50663$, a ligação classifica-se como rígida.

3.6.10 Curva momento-rotação da ligação

A curva momento-rotação foi definida de acordo com o capítulo 3.5 (ver Figura 3.24 b)). Na Tabela 3.19 apontam-se as características da curva momento-rotação da ligação e na Figura 3.30 o gráfico da curva.

Tabela 3.19 – Características que definem a curva momento-rotação.

Momento fletor (kNm)	Rigidez de rotação (kNm / rad)	Rotação (rad)
$2/3 M_{j,Rd} = 88,36$	87782	0,001
$M_{j,Rd} = 132,54$	43891	0,003

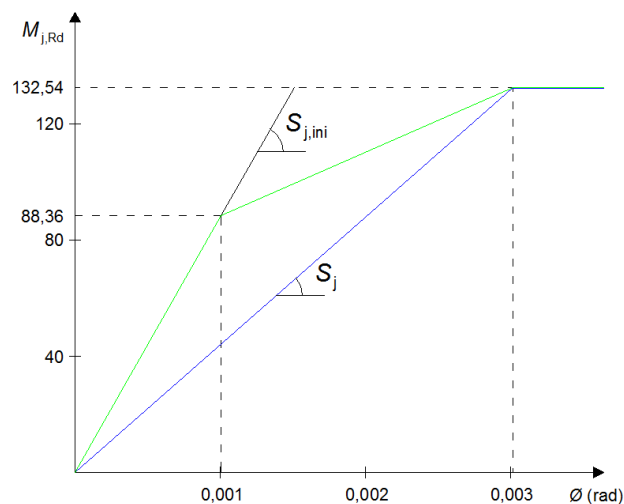


Figura 3.30 – Curva momento-rotação da ligação.

3.7 Algoritmo de cálculo Excel

Um dos objetivos desta dissertação, foi o desenvolvimento de uma folha de cálculo em *Excel* para o cálculo de ligações aparafusadas com chapa de extremidade. Esta folha de cálculo (por simplificação

passará a ser referida como programa) permite ao utilizador o cálculo de ligações com reforços transversais, reforços com chapa de alma adicional e a opção por uma ou duas linhas de parafusos à tração (apesar da linha de parafusos junto ao banzo inferior da viga estar à tração, esta não é contabilizada como tal devido à proximidade do centro de compressão). O desenvolvimento deste programa teve como principais objetivos o estudo e modelação de ligações tendo servido de base às aplicações práticas dos capítulos seguintes. No anexo A.1 apresenta-se um resumo do programa e um guia para o uso do mesmo.

3.7.1 Validação do programa

Tendo em vista aferir o bom funcionamento do programa foi calculada uma ligação que havia sido calculada por *Gonçalves* (2014) [23], e comparam-se os resultados obtidos pelos dois autores. A ligação estudada por *Gonçalves* tem 3 linhas de parafusos à tração e o programa apenas permite o cálculo de ligações até 2 linhas de parafusos à tração. Contudo, este facto não afeta a validação desejada porque, neste caso em concreto, a existência ou não da 3ª linha de parafusos à tração não influencia os resultados da ligação. Esta linha não afeta estes resultados porque viu a sua resistência à tração reduzida a zero devido às imposições regulamentares, ver capítulo 3.3.4. Na Figura 3.31 apresentam-se as características e detalhes da ligação estudada.

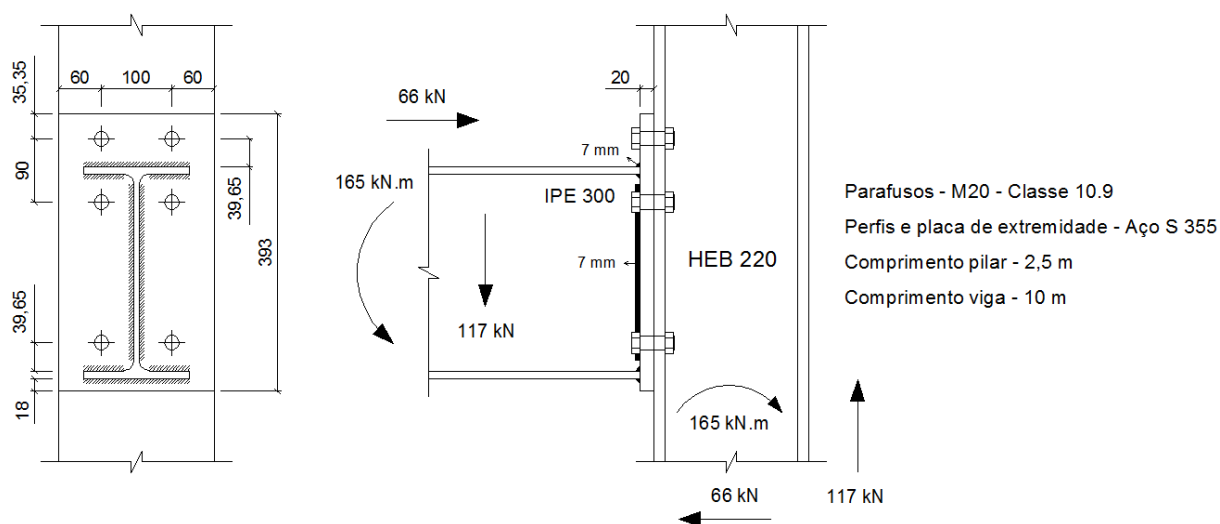


Figura 3.31 – Características da ligação sujeita a validação (adaptado Fig. 4.1) - [23].

Do vasto conjunto de resultados obtidos, apresenta-se na Tabela 3.20 e Tabela 3.21 os resultados mais relevantes da ligação calculada pelos dois autores, tendo em vista identificar as principais diferenças encontradas. As tabelas com os cálculos intermédios encontram-se nos anexos A.2 e A.3.

Tabela 3.20 – Comparação de resultados para o valor de cálculo da resistência das componentes.

Ligação calculada por Gonçalves [23]		Ligação calculada no programa	
<i>Linha 1</i>		<i>Linha 1</i>	
C_3 (kN)	522,48	C_3 (kN)	522,20
C_4 (kN)	325,88	C_4 (kN)	325,88
C_5 (kN)	305,39	C_5 (kN)	302,35
$F_{t1,Rd}$ (kN)	305,39	$F_{t1,Rd}$ (kN)	302,35
<i>Linha 2</i>		<i>Linha 2</i>	
C_3 (kN)	522,48	C_3 (kN)	522,20
C_3 (como parte de um grupo) (kN)	342,76	C_3 (como parte de um grupo) (kN)	345,29
C_4 (kN)	325,88	C_4 (kN)	325,88
C_4 (como parte de um grupo) (kN)	275,40	C_4 (como parte de um grupo) (kN)	278,45
C_5 (kN)	352,80	C_5 (kN)	352,80
C_8 (kN)	610,06	C_8 (kN)	663,95
$F_{t2,Rd}$ (kN)	275,40	$F_{t2,Rd}$ (kN)	278,45
b	1,00	b	1,00
C_1 (kN)	515,02	C_1 (kN)	514,28
C_1 / b (kN)	515,02	C_1 / b (kN)	514,28
C_2 (kN)	558,38	C_2 (kN)	557,64
C_7 (kN)	771,11	C_7 (kN)	770,60
$F_{t1,Rd}$ (kN)	305,39	$F_{t1,Rd}$ (kN)	302,35
$F_{t2,Rd}$ (kN)	209,63	$F_{t2,Rd}$ (kN)	211,94
$h_{r(1)}$ (mm)	334,30	$h_{r(1)}$ (mm)	334,30
$h_{r(2)}$ (mm)	244,30	$h_{r(2)}$ (mm)	244,30
$M_{j,Rd}$ (kN.m)	153,30	$M_{j,Rd}$ (kN.m)	152,85

Tabela 3.21 - Comparação de resultados para a rigidez de rotação das componentes.

Ligação calculada por Gonçalves [23]		Ligação calculada no programa	
k_1 (mm)	3,67	k_1 (mm)	3,66
k_2 (mm)	9,65	k_2 (mm)	9,65
$k_{3(1)}$ (mm)	6,31	$k_{3(1)}$ (mm)	6,31
$k_{3(2)}$ (mm)	3,94	$k_{3(2)}$ (mm)	6,31
$k_{4(1)}$ (mm)	18,11	$k_{4(1)}$ (mm)	18,11
$k_{4(2)}$ (mm)	11,30	$k_{4(2)}$ (mm)	18,11
$k_{5(1)}$ (mm)	24,79	$k_{5(1)}$ (mm)	24,79
$k_{5(2)}$ (mm)	25,19	$k_{5(2)}$ (mm)	25,74
k_{10} (mm)	7,19	k_{10} (mm)	8,08
$k_{eff(1)}$ (mm)	2,54	$k_{eff(1)}$ (mm)	2,65
$k_{eff(2)}$ (mm)	1,92	$k_{eff(2)}$ (mm)	2,66
$h_{r(1)}$ (mm)	334,30	$h_{r(1)}$ (mm)	334,30
$h_{r(2)}$ (mm)	244,30	$h_{r(2)}$ (mm)	244,30
z_{eq} (mm)	302,32	z_{eq} (mm)	296,21
k_{eq} (mm)	4,36	k_{eq} (mm)	5,18
$S_{j,ini}$ (kN.m / rad)	31719	$S_{j,ini}$ (kN.m / rad)	32336
S_j (kN.m / rad)	15860	S_j (kN.m / rad)	16168
K_b	$8,36 \times 10^{-6}$	K_b	$8,36 \times 10^{-6}$
K_c	$3,24 \times 10^{-5}$	K_c	$3,24 \times 10^{-5}$
K_b / K_c	0,26	K_b / K_c	0,26
k_b	25	k_b	25
Classificação	Semi-rígida	Classificação	Semi-rígida

Ao analisar os resultados relativos à resistência (ver Tabela 3.20) verifica-se que, excetuando a componente C_8 , as diferenças encontradas em todas as componentes rondam 1%. Esta diferença deve-se a 3 fatores que foram preponderantes ao longo do dimensionamento: i) espessuras de soldadura diferentes na alma da viga. Estas são diferentes porque o programa limita a espessura das soldaduras a 70% da menor espessura dos elementos ligados (ver Tabela 3.3). Esta limitação faz com que as soldaduras da alma da viga sejam de 4 mm em relação aos 7 mm da ligação em [23], o que resulta em variações nos resultados obtidos nas componentes 5 e 8. ii) A área do perfil HEB 220 usada no programa é de 91 cm^2 e na ligação em [23] é de $91,04 \text{ cm}^2$. iii) No parâmetro n_x (n da tabela 6.2 do EC3 Parte 1-8

para a componente 5) da componente 5 da primeira linha de parafusos à tração da ligação em [23], considera-se $e_{\min} = 60$ mm e no programa é considerado $e_{\min} = e_x = 35,35$ mm.

Relativamente à rigidez, a Tabela 3.21 mostra que os resultados obtidos para os coeficientes de rigidez k_3 e k_4 para a segunda linha de parafusos à tração da ligação calculada em [23], são cerca de 60 % dos resultados alcançados na ligação calculada pelo programa. No entanto, os valores da ligação em [23] não devem ser comparados pelo facto de serem influenciados pela 3ª linha de parafusos. Neste caso, os resultados da 2ª linha são afetados devido ao cálculo do comprimento efetivo, ℓ_{eff} , como parte de um grupo com a 3ª linha.

Quanto às verificações complementares, não foram realizadas comparações na verificação das soldaduras porque o método empregue em [23] foi o simplificado e o método utilizado no programa foi o direcional (ver capítulo 3.3.6). No que respeita às verificações dos parafusos, também não foram efetuadas comparações porque não se considerou a influência da resistência ao esmagamento na verificação do corte (esforço transversal) em [23]. Todavia, as tabelas com estas verificações podem ser consultadas no anexo A.4.

Uma vez que, no essencial os resultados obtidos com o programa se aproximam bem dos obtidos por *Gonçalves (2014)* [23], considera-se que o programa desenvolvido estará bem estruturado e pode ser utilizado com confiança.

4 CONSIDERAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DAS LIGAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS METÁLICOS

As opções tomadas em termos de dimensionamento de ligações de uma estrutura metálica podem ter uma grande influência no projeto de uma estrutura. Este capítulo tem como finalidade evidenciar as diferenças que as secções de uma estrutura podem sofrer devido às opções tomadas pelo projetista e apresentar um método para o cálculo otimizado de secções através das ligações.

Para desenvolver este capítulo usou-se o programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014* e o programa desenvolvido e apresentado no capítulo 3.7. A estrutura base usada para o estudo corresponde a um pórtico central de uma estrutura tipo com dois tramos de viga desiguais. O pórtico considerado tem uma largura de influência de 5m e as cargas por metro linear correspondentes são as que se apresentam na Figura 4.1 ([cargas permanentes] x 5m = 17,7 kN/m; [sobrecarga] x 5m = 5 kN/m; [peso próprio dos perfis]).

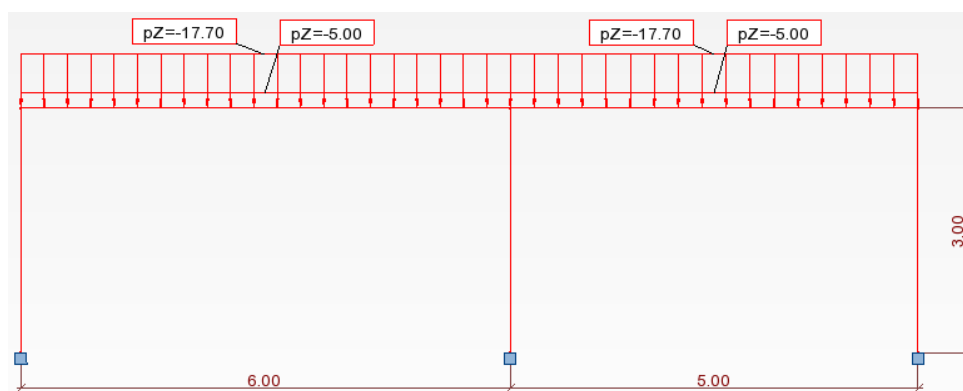


Figura 4.1 – Estrutura base.

As combinações de ações consideradas foram as seguintes:

- Estado Limite Último (ELU) → 1,35 Gk + 1,5 Qk
- Estado Limite de Utilização (ELS) → 1,00 Gk + 1,00 Qk

Ao longo deste capítulo, o dimensionamento das secções foi realizado de acordo com o EC3 [24] mantendo sempre os mesmos pilares e otimizando as ligações e as secções das vigas. Para o ELU verificaram-se todas as secções quanto à resistência, admitindo que as vigas estão travadas nos banzos de forma a simular a existência das lajes, evitando assim o efeito de encurvadura lateral, e que a estrutura se encontra contraventada no sentido perpendicular ao pórtico. No ELS verificaram-se as flechas das vigas tendo como limite L/250. O aço considerado para os perfis da estrutura é da classe S 275.

No capítulo 2.4 foi referido que as ligações podem ser modeladas como articuladas, contínuas ou semi-contínuas. Assim sendo, a primeira hipótese que um projetista poderia tomar passa por admitir uma estrutura com ligações articuladas. Na Figura 4.2 apresenta-se o diagrama de momentos e as secções resultantes de uma modelação com ligações articuladas.

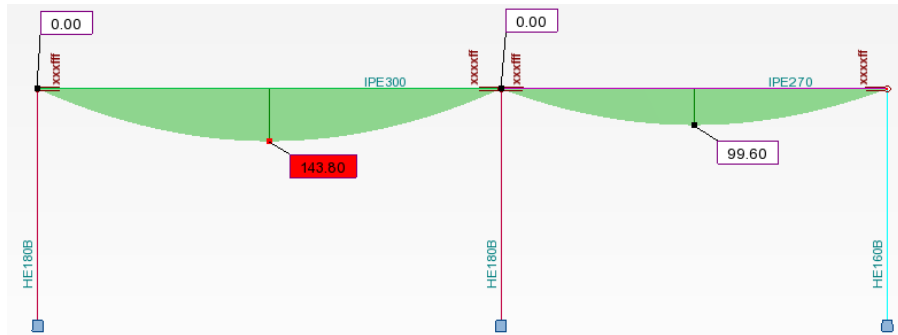


Figura 4.2 – Estrutura com ligações articuladas.

A segunda hipótese possível corresponde a considerar uma estrutura com ligações com continuidade total, conduzindo aos esforços apresentados na Figura 4.3.

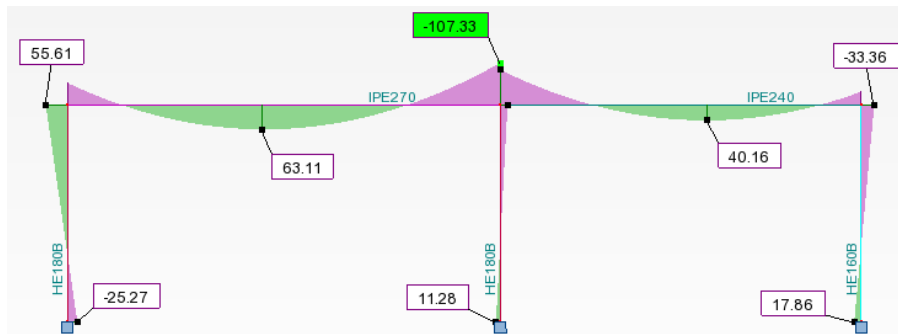


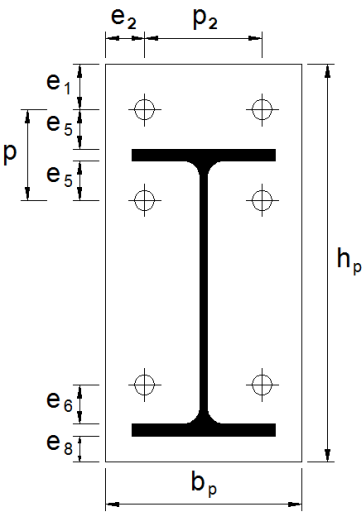
Figura 4.3 – Estrutura com ligações contínuas.

Com os resultados mostrados na Figura 4.3, calculam-se ligações com $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$ e na Tabela 4.1 apresentam-se as principais características das ligações obtidas.

Tabela 4.1 – Características das ligações aplicadas para $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$.

Ligação	A	B1	B2	C	Desenho tipo
Viga	IPE 270	IPE 270	IPE 240	IPE 240	
Pilar	HEB 180	HEB 180	HEB 180	HEB 160	
e_1 (mm)	25	25	25	20	
e_2 (mm)	44	44	34	28	
e_5 (mm)	35	30	30	30	

Tabela 4.1 (continuação) - Características das ligações aplicadas para $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$.

Ligação	A	B1	B2	C	Desenho tipo
e_6 (mm)	30	30	30	30	
e_8 (mm)	14	15	15	13	
p (mm)	80	70	70	70	
p_2 (mm)	92	92	92	84	
b_p (mm)	180	180	160	140	
t_p (mm)	14	14	14	13	
h_p (mm)	344	340	310	303	
f_{yp} (MPa)	275	275	275	275	
Parafuso / Classe	M12 / 10.9	M18 / 10.9	M18 / 10.9	M14 / 5.6	
Reforços Transversais	Sim	Sim	Sim	Sim	
Chapa alma adicional	Não	Não	Não	Não	
$M_{b,Ed}$ (kN.m)	55,61	107,33	88,95	33,36	
$M_{j,Rd}$ (kN.m)	56,19	107,62	89,21	34,84	
$S_{j,ini}$ (kN.m/rad)	49761	70340	54814	43555	
S_j (kN.m/rad)	24880	35170	27407	21777	
Classificação	Rígida	Rígida	Rígida	Rígida	

Uma vez determinadas as ligações que verificam $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$, deverá ser introduzida a sua rigidez de rotação real no modelo de cálculo e recalculado a estrutura afim de verificar se houve ou não mudanças significativas ao nível dos esforços. Na Figura 4.4 apresentam-se os diagramas de momentos fletores da estrutura com as características de rigidez das ligações $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$, já introduzidas.

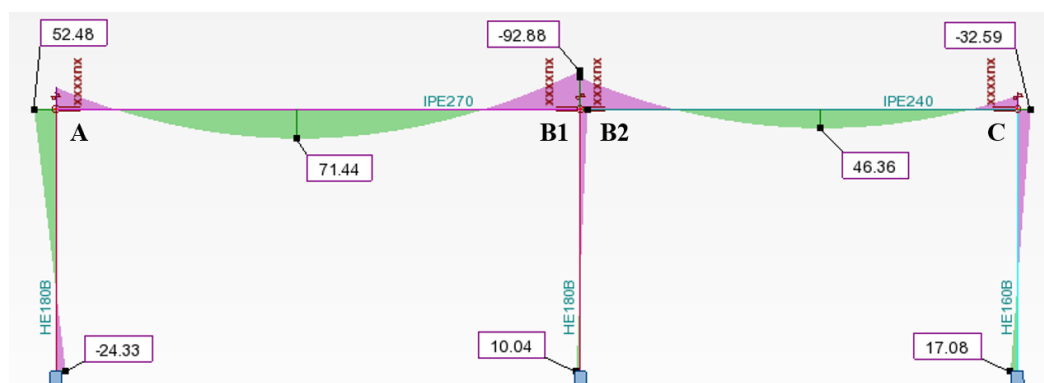


Figura 4.4 – Estrutura com ligações $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$.

Como se pode observar na Figura 4.4, apesar das ligações serem classificadas como rígidas e terem $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$, os esforços não são os mesmos que se obtiveram na Figura 4.3. Isto acontece porque a curva momento-rotação usada para simular as características da ligação foi a curva bilinear com a rigidez de rotação reduzida, S_j . O regulamento refere ainda que se poderá considerar que uma ligação que é classificada como rígida tem rigidez de rotação suficiente para justificar uma análise baseada na continuidade total (ver Cl. 5.2.2.3 do EC3 Parte 1-8). Isto é verdade quando a ligação é classificada como rígida e tem $M_{j,Rd} \geq M_{b,Ed}$, logo não é necessário considerar a rigidez de rotação das ligações nas vigas e considerar assim uma análise baseada na continuidade total. Quando a ligação é classificada como rígida mas $M_{j,Rd} < M_{b,Ed}$, o comportamento das ligações passa a ser semi-contínuo e o efeito das ligações já tem de ser considerado na análise estrutural.

Uma terceira hipótese de modelação estrutural centra-se precisamente na possibilidade de utilizar ligações com comportamento semi-contínuo, tendo como objetivo o dimensionamento de ligações que permitam uma otimização das secções. Para se obter esta otimização segue-se a ideia proposta por *Cabrero e Bayo* (2005) [25], que refere que o valor de $M_{j,Rd}$ ideal para uma distribuição de momentos ótima na estrutura é $M_{j,Rd} = pl^2/16$, ver Figura 4.5.

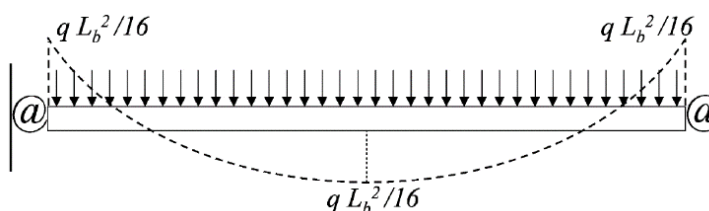


Figura 4.5 – Distribuição ótima de momentos [25].

Desta forma, determinam-se os momentos fletores ótimos para cada barra, com o propósito de descobrir qual a secção ideal a aplicar.

$$M_{j,Rd \text{ (viga 6m)}} = \frac{(23,9 + 7,5) \times 6^2}{16} = 70,65 \text{ kN.m} \quad (4.1)$$

$$M_{j,Rd \text{ (viga 5m)}} = \frac{(23,9 + 7,5) \times 5^2}{16} = 49,06 \text{ kN.m} \quad (4.2)$$

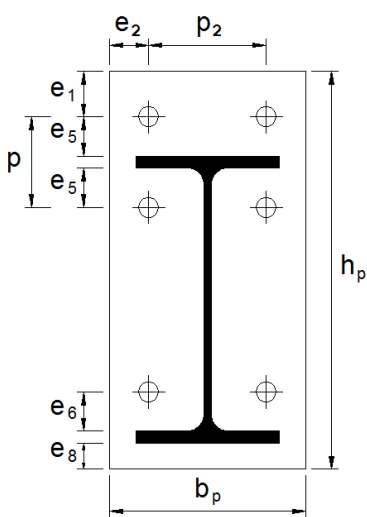
Obtidos os momentos fletores ideais, procuram-se agora secções cujos momentos resistentes de cálculo sejam superiores aos calculados nas equações 4.1 e 4.2.

$$M_{c,Rd \text{ (viga 6m)}} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 70,65 = \frac{W_{pl} \times 275 \times 10^3}{1} \Leftrightarrow W_{pl} = 256,9 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 220} \quad (4.3)$$

$$M_{c,Rd \text{ (viga 5m)}} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 49,06 = \frac{W_{pl} \times 275 \times 10^3}{1} \Leftrightarrow W_{pl} = 178,4 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 200} \quad (4.4)$$

Conhecendo quais as secções ideais a adotar na estrutura, calculam-se ligações que tenham capacidade resistente de $pl^2/16$ para as extremidades de cada viga. Na Tabela 4.2 estão descritas as características principais das ligações obtidas.

Tabela 4.2 – Características das ligações aplicadas para $M_{j,Rd} = pl^2/16$.

Ligação	D	E1	E2	F	Desenho tipo
<i>Viga</i>	IPE 220	IPE 220	IPE 200	IPE 200	
<i>Pilar</i>	HEB 180	HEB 180	HEB 180	HEB 160	
e_1 (mm)	25	25	25	20	
e_2 (mm)	46	46	44	28	
e_5 (mm)	30	30	30	30	
e_6 (mm)	30	30	30	30	
e_8 (mm)	18	18	18	15	
p (mm)	69	69	69	69	
p_2 (mm)	88	88	92	84	
b_p (mm)	180	180	180	140	
t_p (mm)	18	18	18	14	
h_p (mm)	293	293	273	265	
f_{yp} (MPa)	275	275	275	275	
<i>Parafuso / Classe</i>	M18 / 10.9	M16 / 8.8	M14 / 8.8	M14 / 10.9	
<i>Reforços Transversais</i>	Sim	Sim	Sim	Sim	
<i>Chapa alma adicional</i>	Não	Não	Não	Não	
$M_{b,Ed}$ (kN.m)	70,65	70,65	49,06	49,06	
$M_{j,Rd}^{(*)}$ (kN.m)	71,36	70,96	50,48	51,57	
$S_{j,ini}$ (kN.m/rad)	50753	47552	34251	32505	
S_j (kN.m/rad)	25376	23761	17126	16252	
<i>Classificação</i>	Rígida	Rígida	Rígida	Rígida	

Analisada a Tabela 4.2 e vendo que se conseguiram calcular ligações com $M_{j,Rd}$ suficiente para verificar as fórmulas de resistência das secções, aplica-se a rigidez de rotação de cada ligação no nó respectivo. Na Tabela 4.2 verifica-se também que os $M_{j,Rd}$ das ligações calculadas não são exatamente iguais a $pl^2/16$. Isto acontece porque o momento resistente de cálculo das secções ótimas ainda têm uma margem de resistência superior a $pl^2/16$, o que permite o cálculo de ligações com $M_{j,Rd}$ dentro de um intervalo acima ou abaixo de $pl^2/16$. Quando não se consegue obter um valor de $M_{j,Rd}$ dentro do intervalo referido, não é possível o uso da secção ótima e terá que se aumentar a secção. No limite, não se consegue uma otimização da secção. Na Figura 4.6 apresenta-se o diagrama de momentos e as secções resultantes de uma modelação com ligações semi-contínuas.

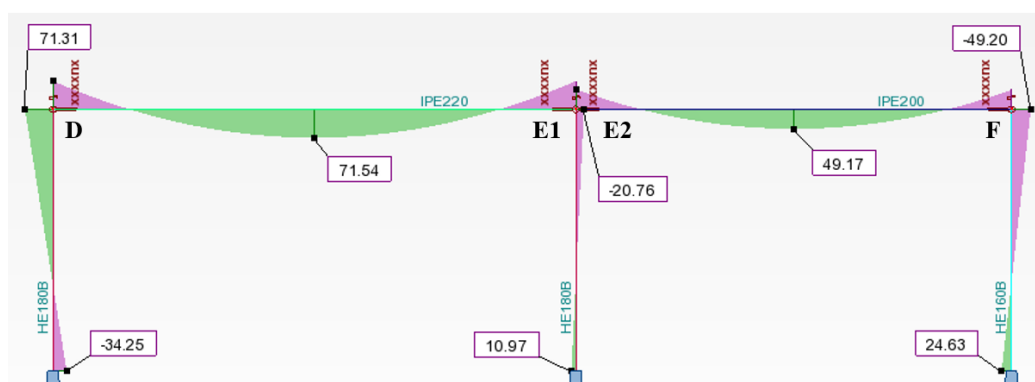


Figura 4.6 - Estrutura com ligações semi-contínuas.

Observados os resultados finais das secções para as várias hipóteses descritas, verifica-se que há uma redução das secções das vigas quando se adota a segunda ou terceira hipóteses em relação à primeira. Esta redução é particularmente relevante quando se adota a terceira hipótese de dimensionamento correspondente à estratégia de otimização proposta. Conclui-se assim que a terceira hipótese apresentada é o processo ideal a adotar no cálculo de ligações.

5 CASO DE ESTUDO

Neste capítulo, apresenta-se um estudo que tem como objetivo a otimização possível das secções de uma estrutura, através do uso de ligações semi-contínuas em vez de ligações contínuas.

5.1 Definição da estrutura

A estrutura considerada neste estudo, com a planta ilustrada na Figura 5.1, corresponde a um edifício destinado à habitação, constituído por 2 pisos com 3m de altura. As lajes de piso são compostas por lajes de vigotas pré-esforçadas com espessura de 24cm para o 1º piso e 19cm para a cobertura. Os pórticos que recebem a generalidade das cargas da estrutura são os pórticos Px e foram modelados por vigas com ligações contínuas. Os pórticos Py destinam-se essencialmente ao travamento estrutural e são constituídos por vigas com ligações articuladas e por contraventamentos diagonais. O presente estudo incidiu sobre a otimização dos pórticos Px.

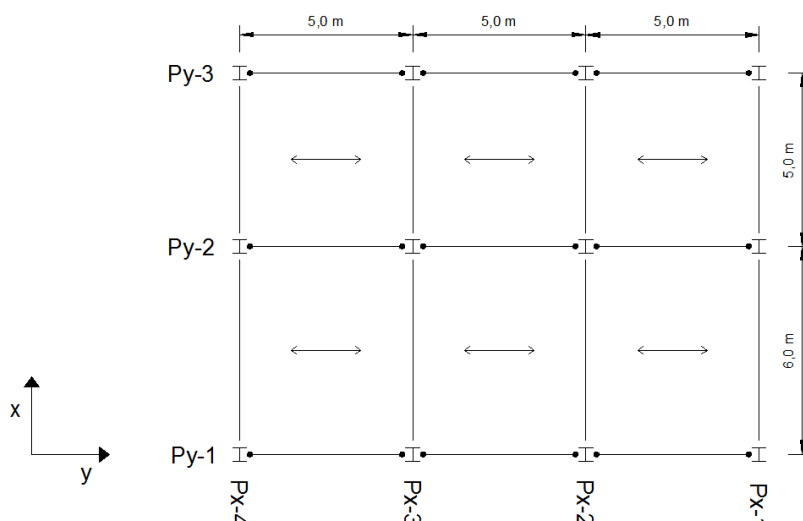


Figura 5.1 – Planta de estrutura.

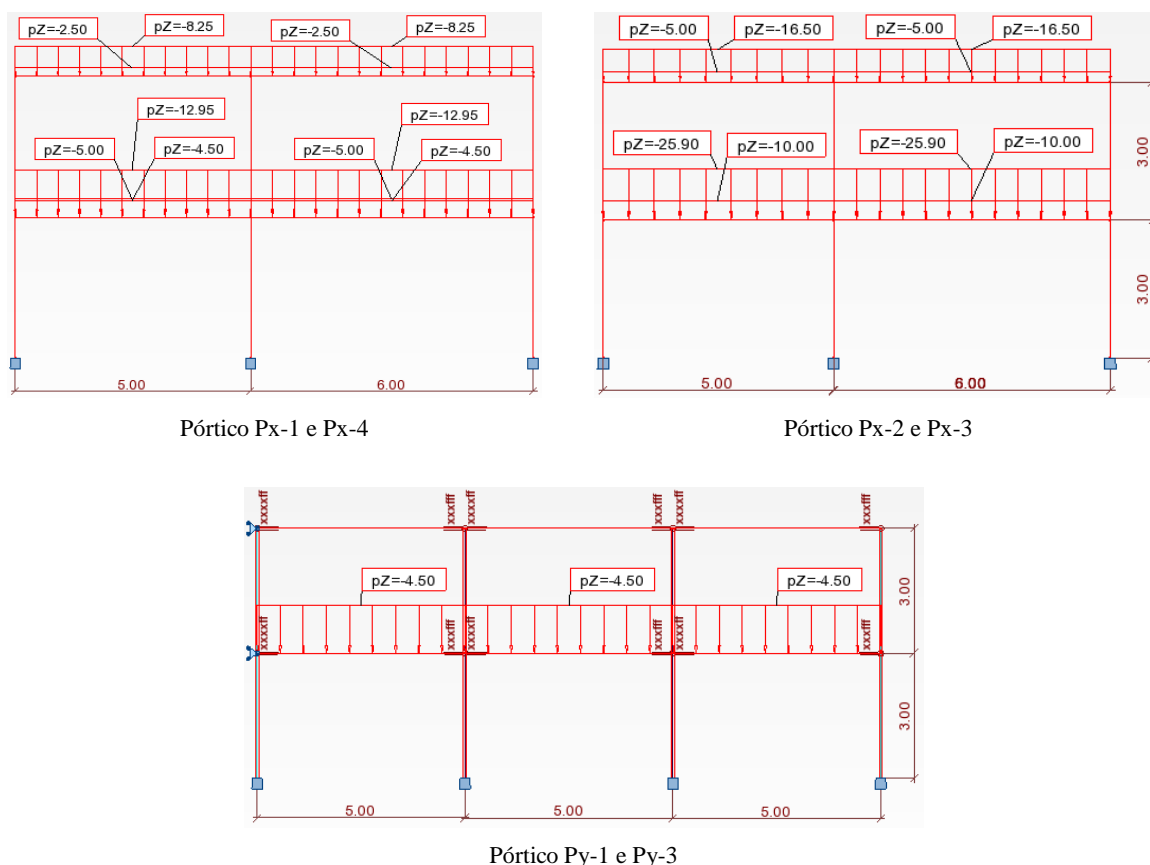
5.2 Cargas, combinações de ações e dimensionamento da estrutura

As cargas consideradas para esta estrutura foram as seguintes:

- Cargas permanentes piso 1: peso próprio + revestimentos + paredes divisórias = $2,68 + 1 + 1,5 = 5,18 \text{ kN/m}^2$;
- Cargas permanentes cobertura: peso próprio + revestimentos = $2,30 + 1 = 3,3 \text{ kN/m}^2$;
- Parede exterior com bloco térmico em todo o contorno da estrutura: $4,5 \text{ kN/m}$;

- Sobrecarga piso 1: 2 kN/m^2 ;
- Sobrecarga cobertura: 1 kN/m^2 ;
- Peso próprio dos perfis considerado automaticamente pelo programa.

Para a aplicação das cargas lineares nos pórticos considerou-se uma largura de influência de 2,5m para os pórticos Px-1 e Px-4 e 5m para os pórticos Px-2 e Px-3. Na Figura 5.2 apresentam-se as cargas lineares aplicadas aos pórticos da estrutura.



Legenda de cargas:

- Pórtico Px-1 e Px-4 → Piso 1: Cargas permanentes = $12,95 \text{ kN/m}$; Sobrecarga: 5 kN/m ; Paredes exteriores: $4,5 \text{ kN/m}$.
 → Cobertura: Cargas permanentes = $8,25 \text{ kN/m}$; Sobrecarga: $2,5 \text{ kN/m}$.
- Pórtico Px-2 e Px-3 → Piso 1: Cargas permanentes = $25,9 \text{ kN/m}$; Sobrecarga: 10 kN/m .
 → Cobertura: Cargas permanentes = $16,5 \text{ kN/m}$; Sobrecarga: 5 kN/m .
- Pórtico Py-1 e Py-3 → Piso 1: Paredes exteriores: $4,5 \text{ kN/m}$.

Figura 5.2 – Cargas lineares aplicadas aos pórticos da estrutura.

As combinações de ações consideradas foram as seguintes:

- Estado Limite Último (ELU) → $1,35 \text{ Gk} + 1,5 \text{ Qk}$
- Estado Limite de Utilização (ELS) → $1,00 \text{ Gk} + 1,00 \text{ Qk}$

O dimensionamento da estrutura foi realizado de acordo com o EC3 e o aço adotado para os perfis é da classe S275. No ELS verificaram-se as flechas das vigas ($L/250$), o deslocamento horizontal entre pisos ($h/300$) e o deslocamento horizontal no topo de edifício ($h_0/500$). No ELU verificaram-se todas as secções quanto à resistência considerando as vigas travadas nos banzos, simulando a existência das lajes que por sua vez impedem o efeito de encurvadura lateral. A estrutura está contraventada na direção y e foi classificada como sendo de nós fixos nas duas direções. Na Figura 5.3 apresentam-se as secções resultantes do dimensionamento dos pórticos Px-1 / Px-4 e Px-2 / Px-3 e na Figura 5.4 as secções das vigas resultantes do dimensionamento dos pórticos Py-1 / Py-2 / Py-3.

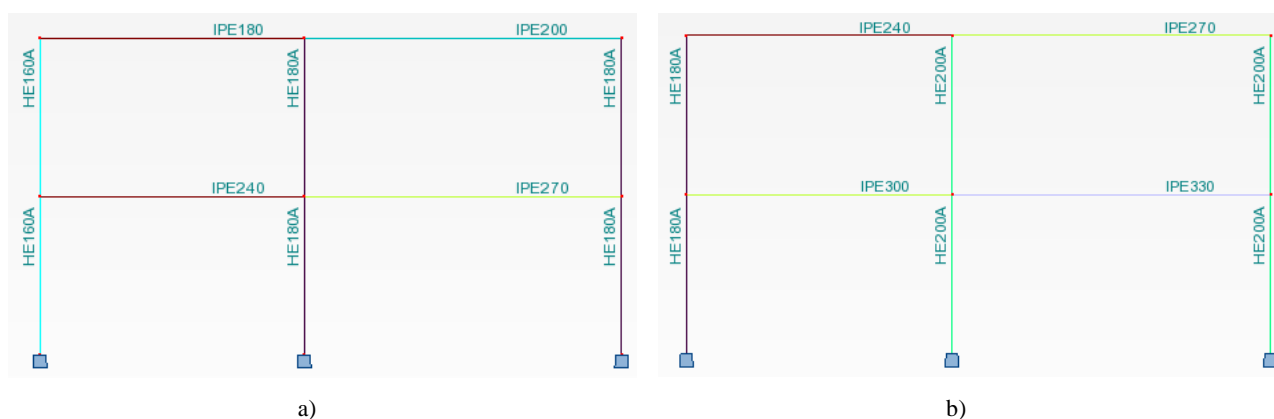


Figura 5.3 – a) Secções resultantes dos pórticos Px-1 e Px-4. b) Secções resultantes dos pórticos Px-2 e Px-3.

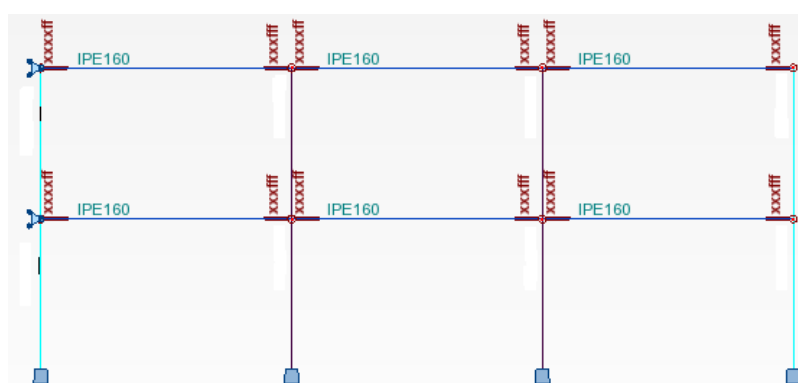
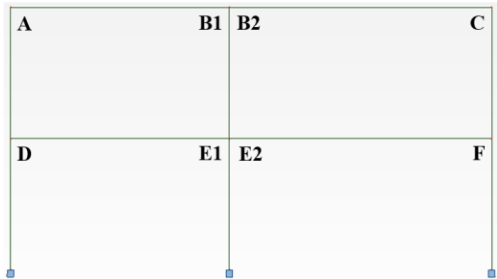
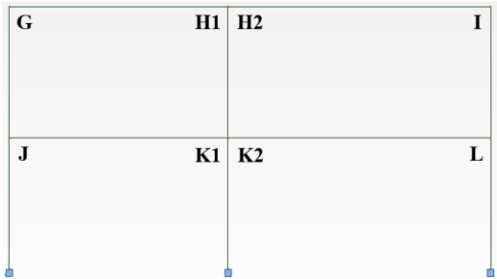


Figura 5.4 - Secções das vigas resultantes dos pórticos Py-1, Py-2 e Py-3.

5.3 Otimização da estrutura

Adotado o processo de otimização apresentado no capítulo 4, o primeiro passo a dar para a otimização de secções é calcular o momento atuante ótimo e dimensionar as correspondentes secções. Na Tabela 5.1 apresentam-se os resultados obtidos para as secções ideais a aplicar na estrutura.

Tabela 5.1 – Secções ideais a aplicar na estrutura.

							
Pórtico Px-1 e Px-4				Pórtico Px-2 e Px-3			
Pórtico	Barra	$p^{(*)}$ (kN/m)	l (m)	$M = pl^2/16$ (kN.m)	Secção ideal		
Px-1 e Px-4	D – E1	7,5 + 17,48 + 6,08	5	48,5	IPE 200		
	E2 – F	7,5 + 17,48 + 6,08	6	69,9	IPE 220		
	A – B1	3,75 + 11,14	5	23,26	IPE 160		
	B2 – C	3,75 + 11,14	6	33,5	IPE 180		
Px-2 e Px-3	J – K1	15 + 34,97	5	78,1	IPE 240		
	K2 – L	15 + 34,97	6	112,43	IPE 270		
	G – H1	7,5 + 22,28	5	46,53	IPE 200		
	H2 – I	7,5 + 22,28	6	67	IPE 220		

(*) As cargas descritas nesta coluna dizem respeito às sobrecargas, cargas permanentes e cargas da parede exterior nos ELU.

Encontradas as secções ideais das vigas, foi necessário calcular ligações que consigam transmitir o momento atuante ótimo. Todavia, dadas as características das secções ótimas a ligar, em alguns casos não se conseguiram calcular ligações com $M_{j,Rd}$ suficiente para verificar as fórmulas de resistência. Assim, não sendo possível garantir o momento ótimo na ligação, foi necessário aumentar a secção dos perfis obtendo-se uma otimização parcial. Esta circunstância verificou-se em 3 destas secções, nomeadamente nas barras “E2 – F”, “H2 – I” e “K2 - L”. Na Tabela 5.2 e Tabela 5.3 apresentam-se as ligações que foram adotadas.

Tabela 5.2 – Ligações calculadas para os pórticos Px-1 e Px-4.

Ligação	A	B1	B2	C	D	E1	E2	F
Viga	IPE 160	IPE 160	IPE 180	IPE 180	IPE 200	IPE 200	IPE 240	IPE 240
Pilar	HEA 160	HEA 180	HEA 180	HEA 180	HEA 160	HEA 180	HEA 180	HEA 180
e_1 (mm)	20	20	20	20	25	25	25	25
e_2 (mm)	38	37	47	47	41	47	47	47

Tabela 5.2 (continuação) - Ligações calculadas para os pórticos Px-1 e Px-4.

Ligação	A	B1	B2	C	D	E1	E2	F
e_5 (mm)	30	30	30	30	25	25	30	30
e_6 (mm)	30	30	30	30	25	25	30	30
e_8 (mm)	14	14	14	14	15	15	15	15
p (mm)	67	69	68	68	59	59	70	70
p_2 (mm)	84	86	86	86	78	86	86	86
b_p (mm)	160	160	180	180	160	180	180	180
t_p (mm)	9	9	12	12	13	13	13	13
h_p (mm)	224	224	244	244	265	265	310	310
f_{yp} (MPa)	275	275	275	275	275	275	275	275
Parafuso / Classe	M12 / 10.9	M12 / 10.9	M12 / 10.9	M12 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9
Reforços Transversais	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Chapa alma adicional	Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Sim
$M_{b,Ed}$ (kN.m)	23,26	23,26	33,5	33,5	48,5	48,5	69,9	69,9
$M_{j,Rd}$ (kN.m)	24,47	24,31	33,78	33,78	46,08	50,08	62,57	62,57
$S_{j,ini}$ (kN.m/rad)	11230	11253	17689	17689	31690	26180	37597	41385
S_j (kN.m/rad)	5615	5626	8844	8844	15945	13090	18799	20693
Classificação ^(*)	Ríg.	Ríg.	Ríg.	Ríg.	Ríg.	Ríg.	Ríg.	Ríg.

Tabela 5.3 - Ligações calculadas para os pórticos Px-2 e Px-3.

Ligação	G	H1	H2	I	J	K1	K2	L
Viga	IPE 200	IPE 200	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 300	IPE 300
Pilar	HEA 180	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 180	HEA 200	HEA 200	HEA 200
e_1 (mm)	25	25	25	25	25	25	25	25
e_2 (mm)	47	30	41	41	47	41	41	41
e_5 (mm)	30	25	30	30	30	30	30	30
e_6 (mm)	30	25	30	30	30	30	30	30
e_8 (mm)	15	15	15	15	15	15	15	15
p (mm)	69	59	70	70	70	70	71	71

Tabela 5.3 (continuação) - Ligações calculadas para os pórticos Px-2 e Px-3.

Ligação	G	H1	H2	I	J	K1	K2	L
p_2 (mm)	86	100	98	98	86	98	98	98
b_p (mm)	180	160	180	180	180	180	180	180
t_p (mm)	13	13	13	13	13	13	13	13
h_p (mm)	270	265	310	310	310	310	370	370
f_{yp} (MPa)	275	275	275	275	275	275	275	275
Parafuso / Classe	M16 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9	M16 / 10.9
Reforços Transversais	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Chapa alma adicional	Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não	Sim
$M_{b,Ed}$ (kN.m)	46,53	46,53	67	67	78,1	78,1	112,43	112,43
$M_{j,Rd}$ (kN.m)	44,05	52,78	67,23	63,68	62,57	67,35	84,98	84,98
$S_{j,ini}$ (kN.m/rad)	26143	24532	36222	36222	41385	36222	56919	61991
S_j (kN.m/rad)	13071	12266	18111	18111	20693	18111	28459	30995
Classificação ^(*)	Ríg.	Ríg.	Ríg.	Ríg.	Ríg.	S-Ríg.	S-Ríg.	S-Ríg.

Observando a Tabela 5.2 e Tabela 5.3, chega-se à conclusão que se conseguiu uma otimização em todas as vigas, apesar de em 3 destas não se conseguir a secção ótima. Uma vez concluído o processo de otimização da estrutura, nas figuras Figura 5.5 e Figura 5.6 mostram-se as diferenças entre a estrutura inicial e a estrutura otimizada ao nível dos diagramas de momentos e secções, e nas tabelas Tabela 5.4 e Tabela 5.5, um estudo com a redução de peso que se conseguiu obter na estrutura.

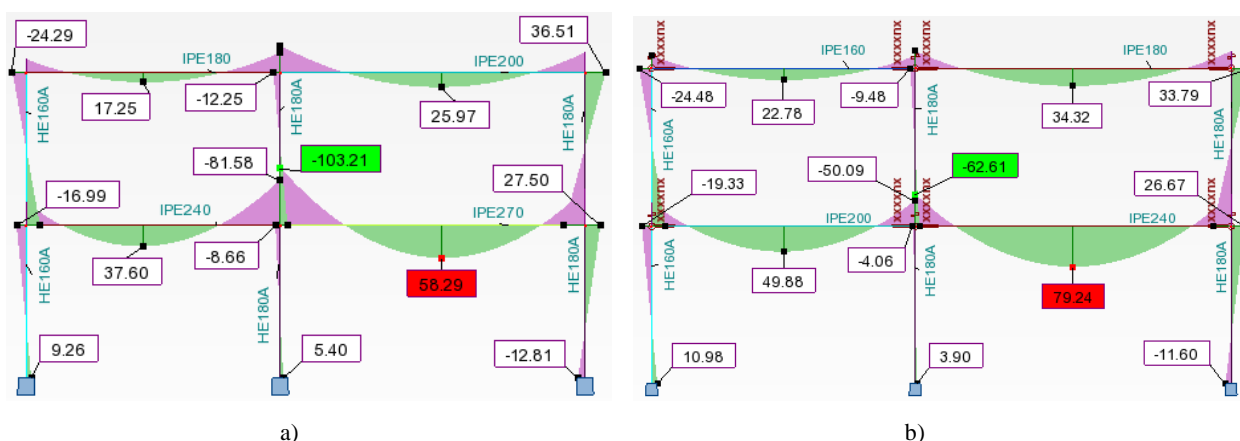


Figura 5.5 – a) Diagrama de momentos e secções da estrutura inicial para os pórticos Px-1 e Px-4. b) Diagrama de momentos e secções da estrutura otimizada para os pórticos Px-1 e Px-4.

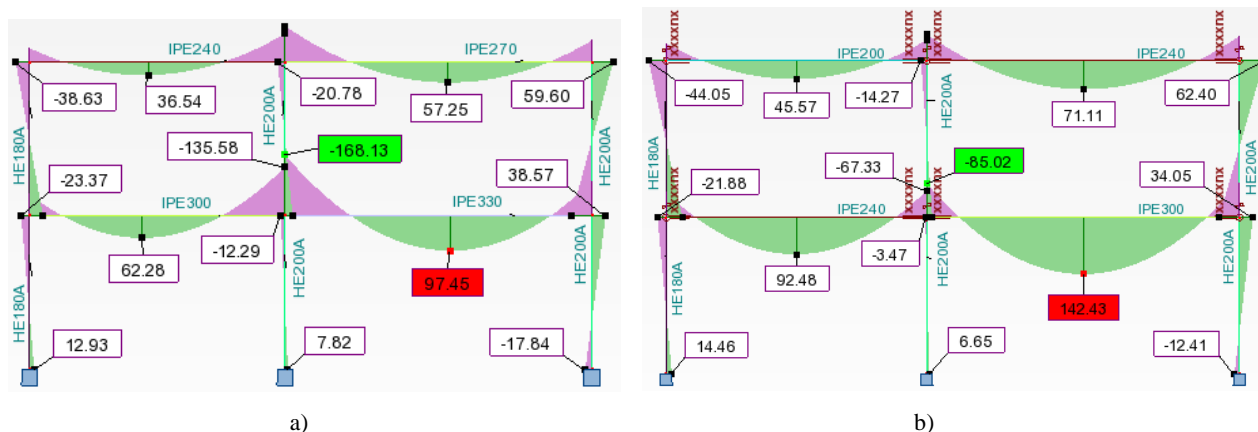


Figura 5.6 – a) Diagrama de momentos e seções da estrutura inicial para os pórticos Px-2 e Px-3. b) Diagrama de momentos e seções da estrutura otimizada para os pórticos Px-2 e Px-3.

Tabela 5.4 – Peso da estrutura inicial (pórticos Px).

Pórtico	Elemento	Perfil	Quantidade (un)	Comprimento (m)	Peso (kg)	Peso total (kg)
Px-1 e Px-4	Pilar	HEA 160	4	3	30,4	364,8
	Pilar	HEA 180	8	3	35,5	852,0
	Viga	IPE 180	2	5	18,8	188,0
	Viga	IPE 200	2	6	22,4	268,8
	Viga	IPE 240	2	5	30,7	307,0
	Viga	IPE 270	2	6	36,1	433,2
Px-2 e Px-3	Pilar	HEA 180	4	3	35,5	426,0
	Pilar	HEA 200	8	3	42,3	1015,2
	Viga	IPE 240	2	5	30,7	307,0
	Viga	IPE 270	2	6	36,1	433,2
	Viga	IPE 300	2	5	42,2	422,0
	Viga	IPE 330	2	6	49,1	589,2
					$\Sigma =$	5606,4

Tabela 5.5 - Peso da estrutura otimizada (Pórticos Px).

Pórtico	Elemento	Perfil	Quantidade (un)	Comprimento (m)	Peso (kg)	Peso total (kg)
Px-1 e Px-4	Pilar	HEA 160	4	3	30,4	364,8
	Pilar	HEA 180	8	3	35,5	852,0
	Viga	IPE 160	2	5	15,8	158,0
	Viga	IPE 180	2	6	18,8	225,6
	Viga	IPE 200	2	5	22,4	224,0
	Viga	IPE 240	2	6	30,7	368,4
Px-2 e Px-3	Pilar	HEA 180	4	3	35,5	426,0
	Pilar	HEA 200	8	3	42,3	1015,2
	Viga	IPE 200	2	5	22,4	224,0
	Viga	IPE 240	2	6	30,7	368,4
	Viga	IPE 240	2	5	30,7	307,0
	Viga	IPE 300	2	6	42,2	506,4
					$\Sigma =$	5039,8

Através dos resultados obtidos na Tabela 5.4 e Tabela 5.5, conclui-se que esta otimização conduziu a uma redução de cerca de 10% do peso total da estrutura, redução esta que não se considera desprezável tendo em conta que a otimização diz apenas respeito às vigas dos pórticos Px. Neste estudo não se procurou uma otimização dos pilares para não desviar o objetivo principal do mesmo, ou seja, da otimização das vigas com as ligações. Note-se ainda que uma análise económica com os custos das ligações contínuas *versus* semi-contínuas resultaria numa otimização mais expressiva, visto que as ligações contínuas requerem elementos em maior número, com maior rigidez e com mais soldaduras (ver capítulo 2.2.2). Como conclusão, estes resultados permitem afirmar que a introdução de ligações semi-contínuas se revelam bastante eficazes na otimização dos custos totais de uma estrutura, apesar da maior dificuldade comparativa inerente ao seu cálculo.

6 CONCLUSÕES

A otimização de projetos de estruturas metálicas é um processo que, no essencial, consiste na procura da otimização do peso da estrutura, uma vez que o peso é a variável mais fortemente relacionada com os custos de construção. Contudo, as estruturas metálicas são pré-fabricadas e desta forma, obrigam ao seccionamento da estrutura em elementos estruturais que são limitados por questões relacionadas com a tecnologia de construção, transporte e montagem, o que implica a necessidade de dimensionar ligações entre as diferentes partes dos elementos estruturais. Esta questão exige portanto, que se estude com detalhe estas ligações, pois elas influenciam muito o dimensionamento das peças estruturais principais.

No passado recente, a otimização de estruturas metálicas estava limitada pela dificuldade em conseguir estimar as principais propriedades mecânicas das ligações. Esta dificuldade traduzia-se assim, no sobredimensionamento das secções ou das ligações devido ao uso de ligações articuladas ou contínuas. Para contornar esta questão, surge o EC3 Parte 1-8 que permite a determinação das principais características de uma ligação com rigor e possibilita deste modo, a otimização dos projetos com ligações semi-contínuas. No entanto, como se pode perceber através do capítulo 4 desta dissertação, o método das componentes proposto no EC3 Parte 1-8 é um processo relativamente complexo, o que leva a que, muitas vezes dada à falta de experiência neste campo, os projetistas evitem o estudo aprofundado deste assunto, optando por um sobredimensionamento das ligações e consequentemente das secções, o que resulta num prejuízo da otimização da estrutura metálica. Atualmente, a diversidade de estudos que tem sido desenvolvidos neste domínio conduziram à criação de programas de cálculo automático que contemplam o previsto no EC3 Parte 1-8, o que permite aspirar à utilização de ligações semi-contínuas como elemento fundamental para a otimização do dimensionamento de estruturas metálicas.

Neste contexto, a elaboração desta dissertação procurou contribuir de uma forma sustentada para este tema, por um lado com a criação de um algoritmo de cálculo em *Excel* para o cálculo de ligações com chapa de extremidade e por outro, com a realização de um estudo que permitisse mostrar a influência do comportamento real das ligações semi-contínuas face às ligações contínuas, no comportamento global das estruturas metálicas.

O desenvolvimento desta dissertação assentou essencialmente no cumprimento de 3 etapas distintas ao longo do trabalho. Na primeira etapa, correspondente ao método das componentes, o autor descreve o método de forma resumida, realçando os aspetos que considerou mais relevantes e adicionando alguns pontos e ilustrações para um melhor entendimento do mesmo. Numa segunda fase, no sentido de auxiliar à compreensão do seu processo de dimensionamento, o método das componentes é aplicado a uma ligação viga-pilar aparafusada com chapa de extremidade. Ainda nesta etapa, procurou-se também

desenvolver um algoritmo de cálculo em *Excel* para o dimensionamento de ligações viga-pilar com chapa de extremidade de acordo com o método das componentes. O dimensionamento de ligações com este algoritmo permite a introdução de reforços transversais, reforços com chapa de alma adicional e a opção por uma ou duas linhas de parafusos à tração. Quanto aos resultados, estes possibilitam a definição da curva momento-rotação da ligação e por conseguinte, proporcionam ao projetista a modelação do comportamento real das ligações na estrutura de forma rápida e eficaz. Posteriormente, para conferir o bom funcionamento do algoritmo foi calculada uma ligação que havia sido calculada por outro autor e compararam-se os resultados, tendo-se verificado que este pode ser utilizado com confiança.

Na segunda etapa, realizada já com o apoio do algoritmo criado juntamente com um programa de cálculo comercial *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014*, recorre-se a um pórtico central de uma estrutura tipo para realçar as diferenças que uma estrutura pode sofrer devido às opções que o projetista pode tomar para as ligações. Aqui, apresentou-se o mesmo pórtico 3 vezes, cada um com os 3 tipos de modelação das ligações, as ligações articuladas, contínuas e semi-contínuas. Da análise destas estruturas confirma-se que com as ligações semi-contínuas obtemos uma melhor distribuição de esforços e a consequente verificação da resistência com secções de viga inferiores. Todavia, as ligações semi-contínuas são todas as ligações que têm um comportamento intermédio entre as ligações articuladas e contínuas e daqui, podem resultar ligações que proporcionem apenas uma otimização parcial. Para que tal não aconteça, o autor propõe uma metodologia para o cálculo otimizado de ligações que se baseia no dimensionamento ligações que transmitam momentos na ordem de $pl^2/16$ com secções de viga com momento resistente igual ou superior a $pl^2/16$. Este valor representa o momento ótimo para uma distribuição ideal de esforços na estrutura, ou seja, momentos negativos com valor igual aos momentos positivos.

A terceira e última etapa reúne o que foi desenvolvido na primeira e segundas etapas, isto é, a utilização do algoritmo de cálculo de ligações e a metodologia para o cálculo otimizado de ligações, aplicados em conjunto na realização de um caso de estudo sobre um edifício de habitação com o objetivo de sublinhar os ganhos que se podem alcançar com o uso de ligações semi-contínuas no lugar de ligações contínuas. Este estudo incidiu apenas sobre os pórticos principais que recebem as cargas, considerando os pórticos na outra direção para travamento estrutural. Dos pórticos analisados, verifica-se que as 8 vigas estudadas foram otimizadas, tendo sido possível chegar à secção ideal em 5 delas e a uma redução de duas secções em relação à secção modelada com ligações contínuas, em 3 dos casos. Com esta otimização, o peso da estrutura é reduzido em cerca de 10% face à estrutura modelada com ligações contínuas, redução esta que não se considera desprezável tendo em conta que esta otimização diz apenas respeito às vigas dos pórticos de uma direção. Neste estudo, é ainda importante frisar que uma análise económica dos custos das ligações contínuas *versus* semi-contínuas resultaria numa otimização mais convincente, dado que as ligações contínuas requerem elementos em maior número, com maior rigidez e com mais soldaduras.

Deste estudo foi possível concluir que a utilização das ligações semi-contínuas contribui para uma significativa redução dos custos totais de uma estrutura e que a sua aplicação se torna simples com um algoritmo que defina a curva momento-rotação das ligações em conjunto com um método de cálculo otimizado, como o que foi proposto.

6.1 Desenvolvimentos futuros

A introdução do comportamento das ligações semi-contínuas no método das componentes do EC3 Parte 1-8, desempenhou um passo muito importante nos projetos de estrutura metálica. Este avanço, possibilita aos projetistas a modelação do comportamento real das ligações na análise estrutural, o que se traduz numa melhor distribuição dos esforços da estrutura e por conseguinte, torna-as mais leves e mais económicas. Todavia, verifica-se que este método é suscetível de melhorias. Nos pontos que se seguem propõem-se alguns aspetos que poderão ser melhorados / estudados:

- Em vigas de cobertura inclinadas, onde o nível esforço axial possa ser importante, o comportamento da ligação à flexão composta deverá ser conhecido e investigado;
- Dimensionamento de ligações articuladas sobre o eixo de menor inércia do pilar. O método das componentes está direcionado para ligações com transmissão de momento e sobre o eixo de maior inércia;
- Introdução de regras para o dimensionamento de ligações com cantoneiras de alma (na viga) no método das componentes. Este método apenas prevê o cálculo de ligações com cantoneiras nos banzos da viga. Uma ligação com a ação combinada das cantoneiras nas duas posições referidas, resultaria numa resistência e rigidez de rotação superiores. Em relação às ligações com chapa de extremidade, este tipo de ligação apresenta como grande vantagem a isenção de soldaduras, resultando numa maior economia e rapidez de execução.

Ao longo deste trabalho, o algoritmo de cálculo em *Excel* para o dimensionamento de ligações viga-pilar revelou-se suficiente para o cumprimento dos objetivos traçados. No entanto, destacam-se alguns pontos que podem ser desenvolvidos para o seu melhoramento:

- Aumento do número de linhas à tração;
- Dimensionamento de ligações articuladas sobre o eixo de menor inércia;
- Dimensionamento de ligações viga-pilar sujeitas à flexão composta. Esta opção destinar-se-ia essencialmente para o cálculo de ligações viga-pilar de coberturas inclinadas, onde facilmente se verifica que $N_{b,Ed}$ é superior aos 5% $N_{b,pl,Rd}$ definidos no EC3 Parte 1-8;
- Introdução de esquadros. Estes são importantes para estruturas com grandes vãos, por exemplo, ligações viga-pilar de treliças metálicas ou de coberturas inclinadas.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] SCI/BCSA. Joints in steel construction - simple connections. Ed. P212. London: The Steel Construction Institute, The British Constructional Steelwork Association Limited; 2006.
- [2] CEN. Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações. Bruxelas: 2005.
- [3] Martins JG. Estruturas metálicas - EC3 - Ligações. 2ª edição. Porto: Universidade Fernando Pessoa; 2011.
- [4] Prelorentzou P. Um estudo sobre ligações viga-coluna em estruturas de aço. EESC - Universidade de São Paulo, 1991.
- [5] Jaspart JP. et al. European recommendations for the design of simple joints in steel structures. Ed. 126. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork; 2009.
- [6] Silva L, Santiago A. Manual de ligações metálicas. Coimbra: Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista; 2003.
- [7] SCI/BCSA. Joints in steel construction: moment-resisting joints to eurocode 3. Ed. P398. London: The Steel Construction Institute, The British Constructional Steelwork Association Limited; 2013.
- [8] Simões R, Abecassis T. Eurocódigos Estruturais - O início da sua aplicação em Portugal, Porto: Seminário Eurocódigos Estruturais; 2010.
- [9] Zoetemeijer P. A design method for the tension side of statically loaded, bolted beam-to-column connections. Technological University of Delft, 1974.
- [10] Pereira J. Ligações em estruturas metálicas correntes. Universidade Fernando Pessoa, 2008.
- [11] Leitão J. et al. Modelação de Ligações metálicas e mistas pelo método das componentes: Um Pré-processador para a geração de modelos generalizados bidimensionais, Lisboa: V Congresso Nacional de Construção Metálica e Mista; 2005.
- [12] Pires J. Estudos paramétricos do desempenho de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas, sujeitos a carregamentos estáticos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.

- [13] Faella C, Piluso V, Rizzano G. Structural steel semirigid connections - theory design and software. CRC Press; 2000.
- [14] Silva L. Ligações metálicas: métodos avançados de análise e dimensionamento. Revista Portuguesa de Engenharia e Estruturas, Nº 51, 2005.
- [15] Kuhlmann U, Davidson J, Kattner M. Proceeding of COST conference on control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections. Structural systems and rotation capacity, Liège, Belgium: 1998.
- [16] Silva L. Post-limit stiffness and ductility of end-plate beam-to-column steel joints, 2002.
- [17] Ribeiro J. Assessment of the T-Stub component subject to high strain-rate, 2014.
- [18] Romano V. Dimensionamento de ligações viga-coluna com chapa de topo: Modelo do Eurocode 3. Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 2001.
- [19] Ramires F. Avaliação estrutural de ligações sem-rígidas em aço com placa de extremidade. Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2004.
- [20] Oliveira C. Estudo do comportamento de uma ligação viga-pilar. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu, 2011.
- [21] ArcelorMittal. Profilés et Aciers Marchands Sections and Merchant Bars. Arcelor Sections Commercial; 2005.
- [22] Peixoto N. Ligações metálicas de acordo com o Eurocódigo 3. Universidade de Aveiro, 2008.
- [23] Gonçalves M. Modelos para cálculo de ligações pilar - viga com chapa de extremidade em estruturas de aço. FCT - Universidade Nova de Lisboa, 2014.
- [24] CEN. Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Bruxelas: 2005.
- [25] Cabrero JM, Bayo E. Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Engineering Structures, 2005.

ANEXOS

A.1 Apresentação e guia do programa

Este anexo apresenta de forma rápida e sucinta as principais funcionalidades do programa, a sua imagem de entrada é ilustrada na Figura A.1.



Figura A.1 – Folha de apresentação do programa.

Arrancando o programa, este avança para a folha de introdução de dados que é composta pelas Figuras A.2, A.3, A.4 e A.5. Nas Tabelas A.1, A.2, A.3 e A.4 indicam-se as funcionalidades das tabelas mostradas nas figuras referidas.

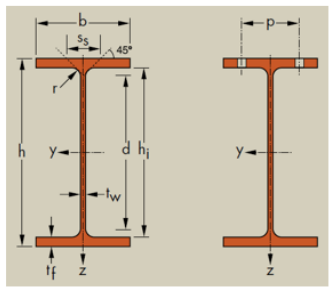
1. LIGAÇÃO		2. ESFORÇOS ATUANTES	
Exposição da ligação: Opção pretendida: IGNORAR!	Aço não exposto ao ar Opção 1 à esquerda	Opção 1	IGNORAR!
		Viga	Viga à direita (1) e à esquerda (2)
Opção 1	Opção 2	$V_{b,Ed}$ (kN) 117 $N_{b,Ed}$ (kN) 66 $M_{b1,Ed}$ (kN.m) -165	$V_{b1,Ed}$ (kN) 0 $V_{b2,Ed}$ (kN) 0 $N_{b1,Ed}$ (kN) 0 $N_{b2,Ed}$ (kN) 0 $M_{b1,Ed}$ (kN.m) 0 $M_{b2,Ed}$ (kN.m) 0
Opção 3	Opção 4	Pilar	Pilar
Comprimento da viga (m) 10 Comprimento do pilar (m) 2,5 k_b 25		$N_{c,Ed}$ (kN) 117	$N_{c,Ed}$ (kN) 0

Figura A.2 - Introdução de dados do programa – tabelas 1 e 2.

Tabela A.1 – Funcionalidades das tabelas 1 e 2 presentes na Figura A.2.

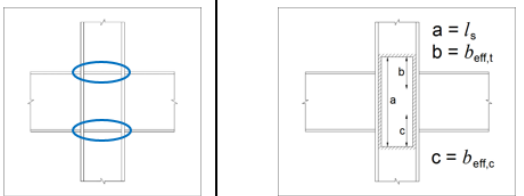
1. Ligação	<p>Exposição da ligação: escolher se a ligação está ou não em contacto direto com a atmosfera.</p> <p>Opção pretendida: escolher uma das 4 opções disponíveis nas imagens abaixo.</p> <p>Ligação pretendida de que lado: escolher se o cálculo da ligação pretendida é à esquerda ou à direita. Esta opção só está disponível para as opções 2 e 4, caso contrário aparecerá “IGNORAR”.</p> <p>Comprimento da viga e do pilar: digitar as dimensões em metros de cada elemento.</p> <p>k_b: escolher o número 8 ou o 25. Parâmetro definido na Figura 5.4 do EC3 Parte 1-8.</p>
2. Esforços atuantes	<p>Digitar os esforços atuantes em função da “Opção pretendida” em “1. Ligação”.</p>

3. CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS



Elemento	Viga	Pilar
f_y (MPa)	355	355
Perfil	IPE 300	HEB 220

4. REFORÇOS



Usar reforços transversais à alma do pilar:	NÃO	Usar reforço com chapa de alma adicional:	NÃO
		IGNORAR!	De 1 lado

Soldadura (mm)	7	Soldadura (mm)	7

Figura A.3 - Introdução de dados do programa – tabelas 3 e 4.

Tabela A.2 - Funcionalidades das tabelas 3 e 4 presentes na Figura A.3.

3. Características dos perfis	<p>f_y: escolher a tensão de cedência do aço da viga e do pilar.</p> <p>Perfil: escolher o perfil pretendido para a viga e para o pilar.</p>
4. Reforços	<p>Usar reforços transversais à alma do pilar: escolher “SIM” ou “NÃO”.</p> <p>Usar reforço com chapa de alma adicional: escolher “SIM” ou “NÃO”.</p> <p>Chapa na alma do pilar: escolher se pretende chapa de 1 lado ou dos 2 lados. Esta opção só está disponível caso se escolha “SIM” em “Usar reforço com chapa de alma adicional”.</p>

5. ESFORÇO AXIAL MÁXIMO NA VIGA

$N_{ed} \leq 5\% N_{pl,Rd}$	Verifica! Pode continuar o cálculo da ligação!
-----------------------------	--

6. VERIFICAÇÃO DA CONDIÇÃO ESBELTEZA DA ALMA DO PILAR

$d_z/t_w \leq 69\epsilon$	Verifica! Pode continuar o cálculo da ligação!
---------------------------	--

Figura A.4 - Introdução de dados do programa – tabelas 5 e 6.

Tabela A.3 - Funcionalidades das tabelas 5 e 6 presentes na Figura A.4.

5. Esforço axial máximo na viga	Verifica o esforço axial máximo na viga para o programa realizado. Caso não se verifique esta condição, o programa fará um aviso para não dar continuidade ao cálculo da ligação. Esta verificação é uma imposição regulamentar disposta nas cláusulas 6.2.3 (2), 6.2.7 (2) e 6.3.1 (4) do EC3 Parte 1-8.
6. Verificação da condição esbelteza da alma do pilar	Verifica a condição esbelteza da alma do pilar. Caso não se verifique esta condição, o programa fará um aviso para não dar continuidade ao cálculo da ligação. Esta verificação é uma imposição regulamentar disposta na cláusula 6.2.6.1 (1) do EC3 Parte 1-8.

7. PLACA DE EXTREMIDADE

Opção pretendida:

Opção 1

Opção 2

Opção 2

Opção 3

Opção 3

<i>f_y (placa de extremidade) (MPa)</i>		355
---	--	-----

Dimensões		Verificações
<i>h_p (mm)</i>	395	OK!
<i>b_p (mm)</i>	220	OK!
<i>t_p (mm)</i>	20	-

Parafusos		Verificações
<i>Denominação</i>	M20	-
<i>Classe</i>	Classe 10.9	-

Soldaduras		Verificações
<i>a_p (brazo) (mm)</i>	7	OK!
<i>a (Alma) (mm)</i>	4	OK!

Disposição dos furos		Verificações
<i>d₀ (mm)</i>	22	-
<i>e₁ (mm)</i>	35,35	OK!
<i>e₂ (mm)</i>	60	OK!
<i>p₁ (mm)</i>	90	OK!
<i>p₂ (mm)</i>	100	OK!
<i>e₅ (mm)</i>	39,65	OK!
<i>e₆ (mm)</i>	39,65	OK!
<i>e₇ (mm)</i>	27	OK!
<i>e₈ (mm)</i>	20	-
<i>e₉ (mm)</i>	70	OK!
<i>e₁₀ (mm)</i>	70	IGNORAR!
<i>p₃ (mm)</i>	50	IGNORAR!

Recomendação 1: Assegurar que todas as verificações da tabela "7. Placa de extremidade" estão OK antes de avançar para o próximo ponto!

Recomendação 2: Através dos dados introduzidos, deve fazer um desenho à escala da disposição dos eixos das linhas dos parafusos e da posição da viga na placa antes de avançar para o próximo ponto.

8. Através do gráfico abaixo, preencher a célula "a" com base nas coordenadas λ_1 e λ_2 .

Placa de extremidade		
λ_1	λ_2	α
0,41	0,31	6,85

IGNORAR!

λ_1	λ_2	α
0,34	0,35	7,10

Ver resultados

Figura A.5 - Introdução de dados do programa – tabelas 7 e 8.

Tabela A.4 - Funcionalidades das tabelas 7 e 8 presentes na Figura A.5.

7. Placa de extremidade	<p>Opção pretendida: escolher uma das 3 opções disponíveis nas imagens abaixo. Apesar do programa mostrar 3 opções, este só permite a escolha da 1ª ou 2ª opção.</p> <p>f_y (placa de extremidade): escolher a tensão de cedência do aço da placa de extremidade.</p> <p>Dimensões: digitar as dimensões requeridas pelo programa.</p> <p>Parafusos: escolher os parafusos pretendidos e a classe dos mesmos.</p> <p>Soldaduras: escolher a dimensão das soldaduras para o banzo e para a alma da viga.</p> <p>Disposição dos furos: digitar as dimensões requeridas pelo programa. A definição destas dimensões encontra-se na imagem correspondente à “Opção pretendida” em “7. Placa de extremidade”. As dimensões e_{10} e p_3 aparecem com “IGNORAR” nas verificações porque são dimensões que não dizem respeito à “Opção pretendida” em “7. Placa de extremidade”.</p>
8. Ábaco da Figura 6.11 do EC3 Parte 1-8	<p>Placa de extremidade: Seguir a indicação disposta no título da tabela.</p> <p>Banzo do pilar: Seguir a indicação disposta no título da tabela. “Banzo do pilar” só aparecerá caso se escolha “SIM” em “Usar reforços transversais à alma do pilar” na tabela “4. Reforços”.</p>

Após a introdução de todos os dados, estão reunidas todas as condições para o cálculo de uma ligação e segue-se a folha de resultados e verificações, ver Figura A.6.

1. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO À FLEXÃO		2. VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES		3. RIGIDEZ ROTACIONAL	
<div><div><div><div><div>$M_{b,Ed}$ (kN.m)</div><div>165,00</div></div><div><div>$M_{j,Rd}$ (kN.m)</div><div>152,85</div></div><div><div>$M_{b,Ed} \leq M_{j,Rd}$</div><div>Não Verifica!</div></div></div></div></div>		<div>Parafusos</div> <div>Soldaduras (Viga)</div> <div><div>Resistência ao Esforço Transverso</div><div><div><div><div>$V_{j,Ed}$ (kN)</div><div>117,00</div></div><div><div>$V_{j,Rd}$ (kN)</div><div>308,00</div></div><div><div>$V_{j,Ed} \leq V_{j,Rd}$</div><div>Verifica!</div></div></div></div><div><div>Resistência ao Momento</div><div><div><div><div>Rácio 1ª condição</div><div>1,04</div></div><div><div>Rácio 2ª condição</div><div>0,64</div></div><div><div>Verificação</div><div>Não Verifica!</div></div></div></div><div><div>Resistência ao Esforço Transverso</div><div><div><div><div>Rácio 1ª condição</div><div>0,23</div></div><div><div>Rácio 2ª condição</div><div>0,00</div></div><div><div>Verificação</div><div>Verifica!</div></div></div></div></div></div></div>		<div><div>Rigidez de rotação</div><div><div><div><div>S_{jini} (kN.m/rad)</div><div>32336</div></div><div><div>S_j (kN.m/rad)</div><div>16168</div></div></div></div><div><div>Classificação da ligação</div><div><div>Ligação</div><div>Semi-rígida!</div></div></div></div>	

Figura A.6 - Resultados e verificações do programa.

A.2 Valor de cálculo da resistência das componentes

Componentes na zona de corte

Componente 1 (Painel de alma do pilar ao corte) Cl. 6.2.6.1 EC3 1-8	
--	--

ε	0,81
$A_{vc} \text{ (mm}^2\text{)}$	2788
<i>Chapa de alma adicional</i>	
$t_s \text{ (mm)}$	9,5
$b_s \text{ (mm)}$	152
$A_{vc} + b_s t_s \text{ (mm}^2\text{)}$	4232
<i>Reforços transversais à alma</i>	
$b_{\bar{e}} \text{ (mm)}$	220
$t_{\bar{e}} \text{ (mm)}$	16
$f_{y,\bar{e}} \text{ (mm)}$	355
$M_{pl,\bar{e},Rd} \text{ (kN.m)}$	5,00
$b_{st} \text{ (mm)}$	192,5
$t_{st} \text{ (mm)}$	10,7
$f_{y,st} \text{ (mm)}$	355
$M_{pl,st,Rd} \text{ (kN.m)}$	1,96
$V_{wp,add,Rd} \text{ (kN)}$	48,1
$V_{wp,add,Rd} \text{ (real) (kN)}$	0,0
$V_{wp,Rd} \text{ (kN)}$	514,3

Componentes na zona de compressão

Componente 2 (Alma do pilar em compressão transversal) Cl. 6.2.6.2 EC3 1-8	
---	--

β	1,000
$s \text{ (mm)}$	18
$s_p \text{ (mm)}$	20
$b_{eff,wc} \text{ (mm)}$	220,5
$t_{wc} \text{ (mm)}$	9,5
$A_{vc} \text{ (mm}^2\text{)}$	2788
ω_1	0,759
ω_2	0,504
ω	0,759
$M_{Ed} \text{ (kN.m)}$	165
$N_{Ed} \text{ (kN)}$	117
$\sigma_{com,Ed} \text{ (MPa)}$	237
$\sigma_{com,Ed} \text{ (real) (MPa)}$	237
k_{wc}	1,000
$d_{wc} \text{ (mm)}$	152
$\bar{\lambda}_p$	0,738
ρ	0,987
$F_{c,wc,Rd} \text{ (kN)}$	557,6
$N_{pl,st,Rd} \text{ (kN)}$	0,0
$F_{c,wc,Rd} \text{ (kN)}$	557,6

Componente 7 (Banzo e alma da viga em compressão) Cl. 6.2.6.7 EC3 1-8	
--	--

<i>Classe secção</i>	Classe 1
$A_{vb} \text{ (mm}^2\text{)}$	2567
$V_{b,Rd} \text{ (kN)}$	526,1
$V_{Ed} \text{ (kN)}$	117
ρ	0,308
$M_{b,Rd} \text{ (kN.m)}$	222,9
$M_{y,V,Rd} \text{ (kN.m)}$	210,9
$M_{c,Rd} \text{ (kN.m)}$	222,9
$F_{c,fb,Rd} \text{ (kN)}$	770,6

Componentes na zona de tração

Componente 3 (Alma do pilar em tração transversal) Cl. 6.2.6.3 EC3 1-8	
---	--

Linha (1) isolada	
$b_{eff,wc}$ (mm)	194
t_{wc} (mm)	9,5
A_{vc} (mm ²)	2788
ω_1	0,799
ω_2	0,553
ω	0,799
$F_{t,wc,Rd}$ (kN)	522,2

Linha (2) isolada	
$b_{eff,wc}$ (mm)	194
t_{wc} (mm)	9,5
A_{vc} (mm ²)	2788
ω_1	0,799
ω_2	0,553
ω	0,799
$F_{t,wc,Rd}$ (kN)	522,2

Linha (1+2) Grupo	
$b_{eff,wc}$ (mm)	288
ω_1	0,666
ω_2	0,408
ω	0,666
$F_{t,wc,Rd}$ (kN)	647,6

Linha (2) como parte de um grupo	
$F_{t,wc,Rd}$ (kN)	345,3

Componente 4 (Banzo do pilar em flexão transversal) Cl. 6.2.6.4 EC3 1-8	
--	--

Dados gerais	e_{min} (mm)	60
	m (mm)	31
	e (mm)	60
	e_1 (mm)	3000
	n (mm)	39
	L_b (mm)	49

Dados	n_b (isolada) (mm)	1
	n° de parafusos à tração (isolada)	2
	$\sum F_{t,Rd}$ (isolada) (kN)	353

Linha (1) isolada			
Linha de parafusos isolada	(1) Linha de parafusos de extremidade	$\ell_{eff,cp}$ (mm)	194
		$\ell_{eff,nc}$ (mm)	198
	Modo 1 - $\ell_{eff,1}$ (mm)		194
	Modo 2 - $\ell_{eff,2}$ (mm)		198
$\sum \ell_{eff,1}$ (mm)		194	
$\sum \ell_{eff,2}$ (mm)		198	
L_{b^*} (mm)		80	
$M_{pl,1,Rd}$ (kN.m)		4,40	
$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)		4,51	
$F_{t,Rd(1)}$ (kN)		325,9	

Linha (2) isolada			
Linha de parafusos isolada	(2) Linha de parafusos interior	$\ell_{eff,cp}$ (mm)	194
		$\ell_{eff,nc}$ (mm)	198
	Modo 1 - $\ell_{eff,1}$ (mm)		194
	Modo 2 - $\ell_{eff,2}$ (mm)		198
$\sum \ell_{eff,1}$ (mm)		194	
$\sum \ell_{eff,2}$ (mm)		198	
L_{b^*} (mm)		80	
$M_{pl,1,Rd}$ (kN.m)		4,40	
$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)		4,51	
$F_{t,Rd(2)}$ (kN)		325,9	

Dados	n_b (grupo) (mm)	2
	n° de parafusos à tração (grupo)	4
	$\sum F_{t,Rd}$ (grupo) (kN)	706
	p (mm)	90

Linha (1 + 2) Grupo			
Linha de parafusos como parte de um grupo de linhas	(1) Linha de parafusos de extremidade	$\ell_{eff,cp}$ (mm)	187
		$\ell_{eff,nc}$ (mm)	144
	(2) Linha de parafusos de extremidade	$\ell_{eff,cp}$ (mm)	187
		$\ell_{eff,nc}$ (mm)	144
	Modo 1 - $\sum \ell_{eff,1}$ (mm)		288
	Modo 2 - $\sum \ell_{eff,2}$ (mm)		288
$\sum \ell_{eff,1}$ (mm)		288	
$\sum \ell_{eff,2}$ (mm)		288	
L_{b^*} (mm)		107	
$M_{pl,1,Rd}$ (kN.m)		6,55	
$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)		6,55	
$F_{t,Rd(1+2)}$ (Grupo) (kN)		580,8	

Linha (2) como parte de um grupo	
$F_{t,Rd(2)}$ (como parte de um grupo) (kN)	278,5

Componente 5
(Placa de extremidade em flexão)
Cl. 6.2.6.5 EC3 1-8

Dados gerais	e (mm)	60
	m (mm)	42
	n (mm)	52
	w (mm)	100
	e_x (mm)	35,35
	m_x (mm)	32
	n_x (mm)	35
	m_2 (mm)	32
	L_b (mm)	49
	α	6,85

Dados	n_b (isolada) (mm)	1
	n° de parafusos à tração (isolada)	2
	$\sum F_{t,Rd}$ (isolada) (kN)	353

Linha (1) isolada

Linha de parafusos isolada	(1) Linha de parafusos na parte saliente do banzo tracionado da viga	$\ell_{eff,cp}$ (mm)	199
		$\ell_{eff,nc}$ (mm)	110
	Modo 1 - $\ell_{eff,1}$ (mm)		110
	Modo 2 - $\ell_{eff,2}$ (mm)		110
	$\sum \ell_{eff,1}$ (mm)		110
	$\sum \ell_{eff,2}$ (mm)		110
	L_b^* (mm)		78
	$M_{pl,1,Rd}$ (kN.m)		3,91
	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)		3,91
	$F_{T,Rd}$ (kN)		302,3

Linha (2) isolada

Linha de parafusos isolada	(2) Primeira linha de parafusos sob o banzo tracionado da viga	$\ell_{eff,cp}$ (mm)	263
		$\ell_{eff,nc}$ (mm)	287
	Modo 1 - $\ell_{eff,1}$ (mm)		263
	Modo 2 - $\ell_{eff,2}$ (mm)		287
	$\sum \ell_{eff,1}$ (mm)		263
	$\sum \ell_{eff,2}$ (mm)		287
	L_b^* (mm)		75
	$M_{pl,1,Rd}$ (kN.m)		9,35
	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)		10,19
	$F_{T,Rd}$ (kN)		352,8

Componente 8
(Alma da viga em tração)
Cl. 6.2.6.8 EC3 1-8

Linha (2) isolada	
$b_{eff,t,wb}$ (mm)	263,4
$F_{t,wb,Rd}$ (kN)	663,9

Componente 10
(Parafusos à tração)
Cl. 3.6.1 EC3 1-8

f_{ub} (MPa)	1000
A_s (mm ²)	245
$F_{t,Rd}$ (kN)	176,4
d_m (mm)	30
t_p (mm)	16
f_y (MPa)	355
f_u (MPa)	490
$B_{p,Rd}$ (kN)	355
$F_{t,Rd}$ (kN)	176,4

A.3 Rigidez de rotação das componentes

Componentes na zona de corte

Componente 1 (Painel de alma do pilar ao corte) Quadro 6.11 EC3 1-8	
--	--

z (mm)	289,3
k_1 (mm)	3,66

Componentes na zona de compressão

Componente 2 (Alma do pilar em compressão transversal) Quadro 6.11 EC3 1-8	
---	--

$b_{eff,wc}$ (mm)	220,5
k_2 (mm)	9,65

Componente 7 (Banzo e alma da viga em compressão) Quadro 6.11 EC3 1-8	
--	--

k_7 (mm)	∞
------------	----------

Componentes na zona de tração

Componente 3 (Alma do pilar em tração transversal) Quadro 6.11 EC3 1-8	
---	--

$b_{eff,wc}(1)$ (mm)	144
$b_{eff,wc}(2)$ (mm)	144
$k_3(1)$ (mm)	6,31
$k_3(2)$ (mm)	6,31

Componente 4 (Banzo do pilar em flexão transversal) Quadro 6.11 EC3 1-8	
--	--

m (mm)	31
$\ell_{eff}(1)$ (mm)	144
$\ell_{eff}(2)$ (mm)	144
$k_4(1)$ (mm)	18,11
$k_4(2)$ (mm)	18,11

Componente 5 (Placa de extremidade em flexão) Quadro 6.11 EC3 1-8	
--	--

m (mm)	42
m_z (mm)	32
$\ell_{eff}(1)$ (mm)	110
$\ell_{eff}(2)$ (mm)	263
$k_5(1)$ (mm)	24,79
$k_5(2)$ (mm)	25,74

Componente 8 (Alma da viga em tração) Quadro 6.11 EC3 1-8	
--	--

k_8 (mm)	∞
------------	----------

Componente 10 (Parafusos à tração) Quadro 6.11 EC3 1-8	
---	--

k_{10} (mm)	8,08
---------------	------

A.4 Verificações complementares

Parafusos

Resistência ao Esforço Transverso	
α_v	0,5
$F_{v,Rd}$ (kN)	98
f_u (MPa)	490
d (mm)	20
t (mm)	16
k_1 (extremidade)	2,50
α_d (extremidade)	1,07
α_b (extremidade)	1,00
$F_{b,Rd}$ (Linha de parafusos em compressão - acima do banzo inferior)	314
k_1 (extremidade)	2,50
α_d (extremidade)	0,54
α_b (extremidade)	0,54
$F_{b,Rd}$ (1ª linha de parafusos à tração - acima do banzo superior)	168
k_1 (interior)	2,50
α_d (interior)	1,11
α_b (interior)	1,00
$F_{b,Rd}$ (2ª linha de parafusos à tração - abaixo do banzo superior)	314
$V_{j,Rd}$ (kN)	308,00

Soldaduras

Resistência ao Momento	
f_u (MPa)	490
β_w	0,9
b_1 (mm)	136
$b_2 / 2$ (mm)	49
b_1 (real) (mm)	136
$b_2 / 2$ (real) (mm)	49,45
A_w (mm ²)	1644
$F_{tração}$ (kN)	528,3
σ_L (MPa)	227,2
τ_L (MPa)	227,2
$\tau_{ }$ (MPa)	0,0
1ª condição (esq)	454,4
1ª condição (dir)	435,6
2ª condição (dir)	352,8
Rácio 1ª condição	1,04
Rácio 2ª condição	0,64
Verificação	Não Verifica!

Resistência ao Esforço Transverso	
b_3 (mm)	248,6
A_w (mm ²)	1989
F_{corte} (kN)	117,0
σ_L (MPa)	0,0
τ_L (MPa)	0,0
$\tau_{ }$ (MPa)	58,8
1ª condição (esq)	101,9
1ª condição (dir)	435,6
2ª condição (dir)	352,8
Rácio 1ª condição	0,23
Rácio 2ª condição	0,00
Verificação	Verifica!